

CÁLCULO DE ESFORÇOS EM TABULEIROS DE PONTES DE TIRANTES DURANTE A FASE CONSTRUTIVA

PEDRO MIGUEL NUNES DE ALMEIDA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Pedro Álvares Ribeiro do Carmo Pacheco

SETEMBRO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À memória do meu pai

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Pedro Pacheco, orientador científico desta dissertação, expresso o meu agradecimento pelo auxílio prestado durante a elaboração deste trabalho.

Ao Engenheiro Gilberto Alves (BERD, bridge engineering research and design), desejo expressar o meu agradecimento pela disponibilidade, pelas sugestões, críticas e conselhos que contribuíram para a clarificação de questões que surgiram no decurso do trabalho.

Ao engenheiro Tiago Alves (ADF, engenheiros consultores), agradeço a disponibilidade para alguns esclarecimentos sobre este trabalho.

RESUMO

Este trabalho aborda a construção de pontes de tirantes descrevendo os seus elementos estruturais principais e processos construtivos adotados.

Apresenta-se um caso de estudo de uma ponte de tirantes construída no Brasil em relação à qual é analisada a resposta da estrutura em fase construtiva e em fase de utilização.

Na análise do processo construtivo considerou-se o carácter evolutivo da estrutura verificando-se a resposta do sistema ao nível de esforços e deformações, focando a análise em variantes do método dos avanços sucessivos para a construção do tabuleiro.

Uma das variantes analisadas consiste na aplicação do sistema OPS (Sistema de Pré-esforço Orgânico) mediante a implementação de um sistema de atirantamento ativo que se apresenta como alternativa aos processos construtivos correntemente utilizados.

Da análise dos resultados é possível compreender a influência da seleção do processo construtivo no projeto do tabuleiro da ponte.

PALAVRAS-CHAVE: Ponte de Tirantes, Processo Construtivo, Avanços Sucessivos, Faseamento Construtivo.

ABSTRACT

This work approaches the construction of cable-stayed bridges describing its main structural elements and adopted construction methods.

A case study of a cable-stayed bridge built in Brazil is presented. In this case study the response of the structure in the construction and utilization phases is analysed.

The evolving character of the structure was considered in the analysis of the constructive process and the efforts and deformations system response verified. This analysis was focused on the variants of the cantilever method for the bridge deck construction.

One of the examined variants was the OPS System (Organic Prestressing System) application with the implementation of an active cable-stayed that is the alternative to the commonly used constructive methods.

The analysis of the results shows the influence of the selection of the constructive method in the bridge deck project.

Keywords: Cable Stayed Bridges, Constructive Process, Cantilever Method, Construction Sequence.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. ENQUADRAMENTO	2
1.2. OBJECTIVOS DO TRABALHO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	2
 2. CONCEÇÃO E PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE PONTES DE TIRANTES	 3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. CONCEÇÃO ESTRUTURAL DE PONTE DE TIRANTES	9
2.2.1. CONFIGURAÇÃO LONGITUDINAL E TRANSVERSAL – CONCEITOS GERAIS	9
2.2.2. TORRES	15
2.2.3. TABULEIRO	20
2.2.4. SISTEMA DE ATIRANTAMENTO	24
2.3. PROCESSO CONSTRUTIVO DE PONTES DE TIRANTES	28
2.3.1. INTRODUÇÃO	28
2.3.2. PROCESSO CONSTRUTIVO COM APOIOS PROVISÓRIOS	28
2.3.3. PROCESSO CONSTRUTIVO POR AVANÇOS SUCESSIVOS	30
2.3.4. PROCESSO CONSTRUTIVO POR LANÇAMENTO INCREMENTAL	32
2.4. CONTROLO DE ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES	33
2.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	33
2.4.2. SISTEMAS DE CONTROLO DE ESTRUTURAS	36
2.4.3. SISTEMA DE CONTROLO OPS, (OPS-ORGANIC PRE-STRESSED SYSTEM)	38
 3. CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS E DEFINIÇÃO DE AÇÕES	 41
3.1. BETÃO	41
3.1.1. INTRODUÇÃO	41

3.1.2. MATURAÇÃO DO BETÃO	41
3.1.3. RETRAÇÃO	43
3.1.4. FLUÊNCIA	45
3.2. Aço	47
3.2.1. RELAXAÇÃO E FADIGA.....	47
3.3. DEFINIÇÃO DE AÇÕES E DE CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL EM FASE CONSTRUTIVA	48
3.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	48
3.3.2. AÇÕES	48
3.3.3. COMBINAÇÃO DE AÇÕES	51
3.3.4. LIMITES REGULAMENTARES EM FASE CONSTRUTIVA	52
3.3.5. LIMITES REGULAMENTARES EM FASE DE SERVIÇO	53
 4. CASO DE ESTUDO	 55
4.1. INTRODUÇÃO	55
4.2. DESCRIÇÃO GERAL DO CASO DE ESTUDO	56
4.2.1. APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA	56
4.2.2. PROCESSO CONSTRUTIVO	61
4.3. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA	61
4.3.1. INTRODUÇÃO	61
4.4. MODELAÇÃO DOS MATERIAIS.....	62
4.4.1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	62
4.4.2. MODELAÇÃO DOS TIRANTES.....	63
4.4.3. MODELAÇÃO DO BETÃO	65
4.5. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES.....	65
4.5.1. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES PERMANENTES	65
4.5.2. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES VARIÁVEIS	66
4.5.3. AÇÕES EM FASE CONSTRUTIVA – CONSTRUÇÃO POR AVANÇOS SUCESSIVOS	67
4.6. ELEMENTOS FUNDAMENTAIS DO MODELO DE CÁLCULO	68
4.6.1. INTRODUÇÃO	68
4.6.1.1. Tabuleiro.....	69
4.6.1.2. Torres	69
4.6.1.3. Tirantes.....	70

4.6.1.4. Tirantes ativos	70
4.7. FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO TABULEIRO	70
4.7.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	70
4.7.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO COM O SISTEMA CONVENCIONAL	71
4.7.3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO COM O SISTEMA OPS	79
4.7.3.1. Modelação do carro de avanço	82
4.8. DETERMINAÇÃO DA FORÇA NOS TIRANTES	83
4.8.1. INTRODUÇÃO	83
4.8.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO DOS TIRANTES	85
4.8.3. ANÁLISE DA PONTE ANTES DO TENSIONAMENTO	87
4.8.3.1. Considerações iniciais	87
4.8.3.2. Resultados da modelação	87
4.8.4. TENSIONAMENTO DOS TIRANTES	91
4.8.5. ANÁLISE DA ESTRUTURA DA PONTE DEPOIS DO TENSIONAMENTO	92
4.8.5.1. Considerações iniciais	92
4.8.5.2. Resultados da modelação	93
4.8.6. ANÁLISE DA PONTE ATÉ À 14ª ADUELA DEPOIS DO TENSIONAMENTO	97
4.8.6.1. Considerações iniciais	97
4.8.6.2. Resultados da modelação	97
 5. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	103
5.1. INTRODUÇÃO	103
5.2. ANÁLISE DA ESTRUTURA EM SERVIÇO	103
5.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	103
5.2.2. RESULTADOS DA MODELAÇÃO	106
5.3. ANÁLISE DA ESTRUTURA EM FASE CONSTRUTIVA	111
5.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	111
5.3.2. MODELAÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO TABULEIRO COM O SISTEMA CONVENCIONAL	112
5.3.2.1. Considerações iniciais	112
5.3.2.2. Análise da construção da 6ª, 10ª e 14ª aduela	113
5.3.3. MODELAÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO TABULEIRO COM O SISTEMA OPS	119
5.3.3.1. Considerações iniciais	119
5.3.3.2. Análise da construção da 6ª, 10ª e 14ª aduela	121

5.3.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA MODELAÇÃO DA CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO COM O SISTEMA CONVENCIONAL E COM O SISTEMA OPS	127
5.3.4.1. Considerações iniciais	127
5.3.4.2. Resultados comparativos da modelação da construção da 6ª aduela	128
5.3.4.3. Resultados comparativos da modelação da construção da 10ª aduela	133
5.3.4.4. Resultados comparativos da modelação da construção da 14ª aduela	139
5.3.5. ANÁLISE DA MODELAÇÃO DA CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO COM AS ADUELAS DE FECHO	145
5.3.5.1. Considerações iniciais	145
5.3.5.2. Resultados da modelação	145
5.4. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE A RESPOSTA DA ESTRUTURA EM SERVIÇO E EM FASE CONSTRUTIVA	150
5.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	150
5.4.2. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE A RESPOSTA DA ESTRUTURA EM SERVIÇO E EM FASE CONSTRUTIVA ..	150
5.5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	153
 6. CONCLUSÕES, FUTUROS DESENVOLVIMENTOS	 155
6.1. CONCLUSÕES	155
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	156
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 157
 A1. ANEXO A1	 A1
A2. ANEXO A2	A5
A3. ANEXO A3	A11

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Sistemas de pontes atirantadas, investigação de Navier em 1820 [2].....	3
Figura 2.2 – Princípio do atirantamento, atirantamento ao solo [2]	3
Figura 2.3 - Configuração longitudinal da ponte sobre o rio Elba em Hamburgo proposta por Dischinger, 1938 [2]	4
Figura 2.4 - Strömsund Bridge, Suécia, vão principal 182.60m, duas torres [4]	4
Figura 2.5 - Evolução do sistema de atirantamento do tabuleiro [5].....	5
Figura 2.6 - Primeiras pontes construídas com sistema de atirantamento com multi-cabos, Ponte Friedrich Ebert [4]	6
Figura 2.7 - Ponte Rees (Alemanha) [4]	6
Figura 2.8 - Torres com formas particulares, Puerto Madero, Argentina, vão principal 100m [4]	6
Figura 2.9 - Puente de la Unidad, México, vão principal 185m (à direita) [4]	6
Figura 2.10 - Russky Bridge, Rússia, vão principal com 1104m (fase de construção) [4]	7
Figura 2.11 - Russky Bridge (ante-visão da obra) [4]	7
Figura 2.12 - Ponte internacional do Guadiana [4]	8
Figura 2.13 - Ponte sobre o Rio Arade [4]	8
Figura 2.14 - Ponte Salgueiro Maia [4]	8
Figura 2.15 - Ponte Vasco da Gama [4].....	8
Figura 2.16 - Viaduto do Corgo, Situação da obra em Junho de 2012 [6].....	8
Figura 2.17 - Antevisão da zona das torres de atirantamento [6].....	8
Figura 2.18 - Funcionamento estrutural de uma ponte atirantada [5].....	9
Figura 2.19 - Ponte com três vãos, duas torres, relação dos vãos de compensação face ao vão central [5].....	10
Figura 2.20- Pontes com dois vãos, uma torre, relação do vão de compensação face ao vão principal [5].....	10
Figura 2.21 - Disposição dos tirantes, pontes com duas torres, configurações clássicas, por ordem, leque, semi-leque e harpa [5].....	11
Figura 2.22 - Peso de aço dos tirantes em função do tipo de suspensão e da relação (h/l), para tabuleiro com suspensão total [8].....	12
Figura 2.23 - Configurações transversal dos cabos, um plano de suspensão, dois planos de suspensão e três planos de suspensão [3]	13
Figura 2.24 - Ponte Ben-Ahin, um plano de suspensão [4]	14
Figura 2.25 - Ponte Zolotoy Rog, dois planos de suspensão [4]	14
Figura 2.26 - Ponte Yangtze River, três planos de suspensão [4].....	15

Figura 2.27 - Configuração geométricas das torres, configuração em pórtico (adaptado [8]).	16
Figura 2.28 - Configurações geométricas das torres, configuração em A, Y invertido e diamante (adaptado [8]).	16
Figura 2.29 - Configuração geométricas das torres, configuração em A e Y invertido, (adaptado [8])	17
Figura 2.30 - Relação óptima da altura da torre acima da face superior do tabuleiro para três vãos de atirantamento, (adaptado [3]).	18
Figura 2.31 - Efeito da altura da torre no consumo de aço nos tirantes, para as configurações em leque ou harpa, (adaptado [3]).	18
Figura 2.32 - Ponte de Stonecutters, torres com forma em fuste único [4].	19
Figura 2.33 - Ponte Sutong, torres com forma em A [4].	19
Figura 2.34 - Ponte Barrios de Luna, torres em forma de H (pórtico) [4].	19
Figura 2.35 - Ponte da Normadia, torres e Y invertido [4].	19
Figura 2.36 - Ponte Octávio Frias de Oliveira, (Fonte [11]).	20
Figura 2.37 - Ponte Serreria, (Espanha),[4].	20
Figura 2.38 - Secções indicadas para possível atirantamento no eixo da secção transversal, secções de elevada rigidez à torção, (adaptado [8]).	21
Figura 2.39 - Secções indicadas para possível atirantamento lateral nos bordos da secção transversal, (adaptado [8]).	21
Figura 2.40 - Constituição do material do tabuleiro aplicado em várias pontes atirantadas, desde 1950 [8].	23
Figura 2.41 - Tipologias de funcionamento longitudinal de tabuleiros (adaptado [12]).	24
Figura 2.42 - Vários tipos de cabos usados nas pontes de tirantes [3].	25
Figura 2.43 – Ancoragem no tabuleiro [4].	25
Figura 2.44 – Ancoragem na torre [4].	25
Figura 2.45 - Ancoragens ao tabuleiro, atirantamento em dois planos [16].	26
Figura 2.46 - Ancoragens ao tabuleiro, atirantamento num plano [16].	27
Figura 2.47 - Três formas de ancoragens dos cabos de atirantamento nas torres de betão [16].	28
Figura 2.48 - Fases de construção de pontes de tirantes com o método de recurso a apoios provisórios [16].	29
Figura 2.49 - Ponte de Oresund, entre a Dinamarca e a Suécia, utilização por trânsito rodoferroviário, construção dos tramos atirantados com recurso a apoios provisórios [4].	30
Figura 2.50 - Fases construtivas pelo método dos avanços sucessivos, à esquerda apoiada por um tirante provisório, à direita por uma torre provisória [16].	31
Figura 2.51 - Fases construtivas de uma ponte de tirantes pelo método dos avanços sucessivos [16].	31
Figura 2.52 - Ponte Octávio Frias de Oliveira, construção do tabuleiro pelo método dos avanços sucessivos [4].	32

Figura 2.53 - Viaduto de Millau, método construtivo do tabuleiro por lançamento incremental, com recurso a apoios provisórios [4]	33
Figura 2.54 - Carros de avanço tipo, à esquerda, carro com sistema de fixação superior (adaptado [11]), à direita, carro com sistema de fixação inferior (adaptado [18])	34
Figura 2.55 - Russky Island, Rússia, desvio na geometria durante a construção [4]	35
Figura 2.56 - Estrutura convencional (adaptado [19])	36
Figura 2.57 - Estrutura com sistema passivo de dissipação de energia PED (Passive Energy Dissipation) (adaptado [19])	36
Figura 2.58 - Estrutura com sistema ativo de dissipação de energia (adaptado [19])	37
Figura 2.59 - Sistema de controlo semi-ativo (adaptado [19])	37
Figura 2.60 - Sistema de controlo híbrido (adaptado [19])	37
Figura 2.61 - Sistema mecânico de um músculo (adaptado [20])	38
Figura 2.62 - Cimbre auto lançável com OPS (pré-esforço orgânico, fonte [21])	39
Figura 3.1 - Geometria das sobrecargas rodoviárias, modelo de carga FLM3 [24]	50
Figura 4.1 - Localização da ponte (Imagem [27])	56
Figura 4.2 - Construção das torres e aduela de início [28]	56
Figura 4.3 - Construção do vão principal atirantado [28]	56
Figura 4.4 - Construção do vão lateral de compensação [28]	57
Figura 4.5 - Construção da aduela de junção [28]	57
Figura 4.6 - Atirantamento, vista longitudinal [28]	57
Figura 4.7 - Atirantamento, vista transversal [28]	57
Figura 4.8 - Vista da zona atirantada finalizada [28]	57
Figura 4.9 - Vista global da ponte finalizada [28]	57
Figura 4.10 - Ponte Paulicéia, configuração longitudinal dos vãos atirantados (dimensões em m) [11]	58
Figura 4.11 – Geometria das torres, Corte transversal/longitudinal (adaptado [11])	59
Figura 4.12 - Secção transversal das torres (adaptado [11])	60
Figura 4.13 - Secção transversal típica da zona atirantada da ponte (adaptado [11])	61
Figura 4.14 - Variação do módulo de elasticidade equivalente do tirante com o seu comprimento e nível de tensão instalada (adaptado [5])	64
Figura 4.15 - Elemento cabo catenária, conectividade, eixos locais, dimensões, propriedades e parâmetros	64
Figura 4.16 – Geometria das sobrecargas rodoviárias, modelo de carga n.º1 (LM1) [24]	66
Figura 4.17 - Geometria das sobrecargas rodoviárias, modelo de carga n.º1 (LM1) [24]	67
Figura 4.18 - Modelo de elementos finitos da ponte (imagem, CSI Bridge)	68

Figura 4.19 – Carro de avanço com o sistema OPS integrado (fonte [21])	71
Figura 4.20 – Faseamento construtivo com o sistema convencional, proposto pelo projectista e adotado pelo construtor, (adaptado, [11])	77
Figura 4.21 – Diagrama de Gant, sequência de construção de uma aduela tipo, com o sistema convencional (imagem CSI Bridge)	78
Figura 4.22 – Sequência construtivas de uma aduela tipo com o sistema OPS	80
Figura 4.23 – Diagrama de Gant, sequência de construção de uma aduela tipo, com o sistema OPS (imagem CSI Bridge)	81
Figura 4.24 – Carro de avanço, simulação do modelo.....	83
Figura 4.25 – Pré-dimensionamento das secções dos tirantes (adaptado [5])	85
Figura 4.26 - Esforço axial no tabuleiro, antes do tensionamento dos tirantes (ação das cargas permanentes).....	87
Figura 4.27 – Esforço transversal no tabuleiro, antes do tensionamento dos tirantes (ação das cargas permanentes).....	88
Figura 4.28 – Momentos fletores no tabuleiro, antes do tensionamento dos tirantes (ação das cargas permanentes).....	88
Figura 4.29 – Força instalada nos tirantes, antes do tensionamento dos tirantes (ação das cargas permanentes).....	89
Figura 4.30 - Tensão instalada nos tirantes, antes do tensionamento dos tirantes (ação das cargas permanentes).....	90
Figura 4.31 – Rácio de tensão instalada nos tirantes, antes do tensionamento dos tirantes (ação das cargas permanentes).....	90
Figura 4.32 – Deslocamentos verticais do tabuleiro, antes do tensionamento dos tirantes (ação das cargas permanentes).....	91
Figura 4.33 - Deformada inicial da ponte, com base no pré-dimensionamento da secção dos tirantes, deslocamento vertical a meio vão $\delta v = 0.9110m$ (ação das cargas permanentes) (ampliada 10 vezes, imagem CSI Bridge).	91
Figura 4.34 – Esforço axial no tabuleiro, depois do tensionamento (ação das cargas permanentes) .	93
Figura 4.35 - Esforço transversal no tabuleiro, depois do tensionamento (ação das cargas permanentes).....	93
Figura 4.36 – Momentos fletores no tabuleiro, depois do tensionamento, (ação das cargas permanentes).....	94
Figura 4.37 – Tensão de compressão mínima no tabuleiro, depois do tensionamento (ação das cargas permanentes).....	94
Figura 4.38 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro, depois do tensionamento (ação das cargas permanentes).....	95
Figura 4.39 – Força instalada nos tirantes, depois do tensionamento (ação das cargas permanentes)	95

Figura 4.40 - Tensão instalada nos tirantes, depois do tensionamento (ação das cargas permanentes)	96
Figura 4.41 – Rácio de tensão instalada nos tirantes, depois do tensionamento (ação das cargas permanentes)	96
Figura 4.42 - Esforço axial no tabuleiro, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)	97
Figura 4.43 - Esforço transverso no tabuleiro, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)	98
Figura 4.44 – Momentos fletores no tabuleiro, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)	98
Figura 4.45 – Tensão de compressão mínima no tabuleiro, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)	99
Figura 4.46 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)	99
Figura 4.47 – Força instalada nos tirantes, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)	100
Figura 4.48 - Tensão instalada nos tirantes, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)	100
Figura 4.49 - Rácio de tensão instalada nos tirantes, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)	101
Figura 5.1 - Representação transversal do posicionamento das sobrecargas rodoviárias [24]	105
Figura 5.2 – Esforço axial no tabuleiro (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)	106
Figura 5.3 - Esforço Transverso no tabuleiro (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)	106
Figura 5.4 - Momentos fletores no tabuleiro (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)	107
Figura 5.5 – Tensão de compressão mínima no tabuleiro (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)	107
Figura 5.6 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)	108
Figura 5.7 – Força instalada nos tirantes (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)	109
Figura 5.8 - Tensão instalada nos tirantes (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)	109
Figura 5.9 – Rácio de tensão instalada nos tirantes (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)	110
Figura 5.10 – Deslocamentos verticais no tabuleiro (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)	111

Figura 5.11 – Esforço axial no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	114
Figura 5.12 - Esforço transverso no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	114
Figura 5.13 – Momentos fletores no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	115
Figura 5.14 – Tensão de compressão mínima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	115
Figura 5.15 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	116
Figura 5.16 - Força instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	117
Figura 5.17 - Tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	118
Figura 5.18 - Rácio de tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	118
Figura 5.19 - Deslocamentos verticais no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	119
Figura 5.20 - Esforço axial no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	121
Figura 5.21 - Esforço transverso no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	122
Figura 5.22 - Momentos fletores no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	122
Figura 5.23 - Momentos fletores no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro (sem o peso próprio da aduela em execução), e do equipamento de construção)	123
Figura 5.24 - Tensão de compressão mínima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	123
Figura 5.25 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	124
Figura 5.26 - Força instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	124
Figura 5.27 - Tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	125
Figura 5.28 - Rácio de tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	126
Figura 5.29 - Deslocamentos verticais no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	126

Figura 5.30 – Esforço axial no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	128
Figura 5.31 – Esforço transverso no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	129
Figura 5.32 - Momentos fletores no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	129
Figura 5.33 - Tensão de compressão mínima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	130
Figura 5.34 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	130
Figura 5.35 - Força instalada nos tirantes, (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	131
Figura 5.36 - Tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	131
Figura 5.37 - Rácio de tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	132
Figura 5.38 - Deslocamentos verticais no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	132
Figura 5.39 - Deformada da estrutura da ponte com a aduela A.19.06 construída (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção) (ampliada 50 vezes, imagem CSI Bridge) ...	133
Figura 5.40 - Esforço axial no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	134
Figura 5.41 - Esforço transverso no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	134
Figura 5.42 - Momentos fletores no tabuleiro, (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	135
Figura 5.43 - Tensão de compressão mínima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	135
Figura 5.44 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	136
Figura 5.45 - Força instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	136
Figura 5.46 - Tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	137
Figura 5.47 - Rácio de tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	137
Figura 5.48 - Deslocamentos verticais no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção).....	138

Figura 5.49 - Deformada da estrutura da ponte com a aduela A.19.10 construída (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção), sistema construtivo convencional, deslocamento vertical $\delta_v = -0,2343\text{m}$ (ampliada 50 vezes, imagem CSI Bridge)	138
Figura 5.50 - Deformada da estrutura da ponte com a aduela A.19.10 construída (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção), sistema OPS, deslocamento vertical $\delta_v = 0,0200\text{m}$ (ampliada 50 vezes, imagem CSI Bridge)	139
Figura 5.51 - Esforço axial no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	139
Figura 5.52 - Esforço transverso no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	140
Figura 5.53 - Momentos fletores no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	140
Figura 5.54 - Tensão de compressão mínima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	141
Figura 5.55 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	141
Figura 5.56 - Força instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	142
Figura 5.57 - Tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	142
Figura 5.58 - Rácio de tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	143
Figura 5.59 – Deslocamentos verticais no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)	143
Figura 5.60 - Deformada da estrutura da ponte com a aduela A.19.14 construída (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção), sistema construtivo convencional, deslocamento vertical $\delta_v = -0,3080\text{m}$ (ampliada 50 vezes, imagem CSI Bridge)	144
Figura 5.61 - Deformada da estrutura da ponte com a aduela A.19.14 construída (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção), sistema OPS, deslocamento vertical $\delta_v = 0,0565\text{m}$ (ampliada 50 vezes, imagem CSI Bridge)	144
Figura 5.62 – Esforço axial no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro)	145
Figura 5.63 - Esforço transverso no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro)	146
Figura 5.64 – Momentos fletores no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro)	146
Figura 5.65 – Tensão de compressão mínima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro)	147
Figura 5.66 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro)	147
Figura 5.67 - Força instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro)	148
Figura 5.68 - Tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro)	148
Figura 5.69 – Rácio de tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro)	149

Figura 5.70 – Deslocamentos verticais no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro).....	149
Figura 5.71 - Deformada da estrutura da ponte com as aduelas de fecho (ação do peso próprio do tabuleiro), deslocamento vertical $\delta V = 0.1235\text{m}$ (ampliada 50 vezes, imagem CSI Bridge).....	150
Figura 5.72 – Envolvente de momentos fletores no tabuleiro, gráfico comparativo	151
Figura 5.73 – Força instalada nos tirantes, gráfico comparativo.	152
Figura 5.74 – Tensão instalada nos tirantes, gráfico comparativo	153

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Pontes atirantadas de maior vão construídas até à data [4]	9
Tabela 2.2 - Tipos de cabos [15].....	25
Tabela 3.1 – Coeficientes.....	42
Tabela 3.2 - Coeficiente α	43
Tabela 3.3 - Valores de k_h	44
Tabela 3.4 - Cimentos	45
Tabela 3.5 - Expoente de função	47
Tabela 3.6 – Classificação das ações de construção	51
Tabela 3.7 – Combinações de ações.....	52
Tabela 4.1 – Elementos constituintes do tabuleiro, peso próprio das cargas permanentes	66
Tabela 4.2 - Sobrecarga rodoviária, faixa de referência [24].....	67
Tabela 4.3 – Fases construtivas das aduelas, sistema convencional	79
Tabela 4.4 – Fases construtivas das aduelas, sistema OPS.....	82
Tabela 4.5 – Pré-dimensionamento da secção dos tirantes, vão lateral torre 19.....	86
Tabela 4.6- Pré-dimensionamento da secção dos tirantes, vão central torre 19	86
Tabela 5.1 - Número e largura das faixas de referência.....	104

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

OPS Sistema pré-esforço orgânico

LETRAS MINÚSCULAS LATINAS

$f_c(t)$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos t dias
f_{cm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão as 28 dias de idade;
$f_{cm}(t)$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão à idade t dias;
f_{cm0}	10MPa;
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão em MPa;
$f_{ck}(t)$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos t dias
f_{ELS}	Força admissível no tirante durante a fase de serviço
f_{PK}	o valor característico da resistência à tração do aço de pré-esforço
f_{ptk}	Tensão última
f_K	Força admissível no tirante durante a fase construtiva
h_0	Espessura equivalente da peça em mm;
t	Tempo em dias;
t	Tempo em horas, após a aplicação do pré-esforço
t	Idade do betão em dias, ajustada caso a temperatura seja diferente de 20°C;
t	Idade do betão na data considerada, em dias;
t	Idade do betão, em dias, na data considerada;
t_0	Idade do betão, em dias, à data do carregamento;
$t - t_0$	Duração não corrigida do carregamento, em dias;
$t_{0,T}$	Idade do betão à data do carregamento, em dias, corrigida em função da temperatura.
t_s	Idade do betão, em dias, no início da retração do betão por secagem.
h_0	Definido na expressão seguinte;
t_T	Idade do betão, em dias, corrigida em função da temperatura, que substitui t nas expressões correspondentes;
u	Parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente em mm;
u	Perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem em mm;

LETRAS MAIÚSCULAS LATINAS

A_c	Área da secção transversal de betão em mm ² ;
A_C	Área da secção transversal do elemento em mm ² ;
B_H	Coeficiente que tem em conta a influência da humidade relativa do ar e da espessura equivalente da peça;
E_{cm}	Módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias de idade;
E_{cm}	Módulo de elasticidade do betão no instante t;
G_K	Ação permanente;
Q_K	Ação variável;
k_h	Coeficiente que depende da espessura equivalente;
RH	Humidade relativa ambiente (%);
RH	Humidade relativa do meio ambiente em %;
RH_0	100%;
S	Coeficiente que depende do tipo de cimento, conforme quadro seguinte;
$T(\Delta t_i)$	Temperatura em °C durante o intervalo Δt_i

LETRAS MINÚSCULAS GREGAS

γ_G	Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes
γ_{Q_1}	Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal
γ_{Q_i}	Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento
Ψ_{p1}	Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal
Ψ_{ai}	Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento
$\varepsilon_c(t)$	Extensão mecânica desenvolvida no instante t;
$\sigma_c(t)$	Tensão aplicada no instante t;
$\sigma_{c,c}$	Tensão de compressão no betão na combinação característica
$\sigma_{c,c}$	Tensão de compressão no betão na combinação rara ou quase permanente
σ_p	Tensão inicial na armadura de pré-esforço para a combinação quase permanente de ações
α	Coeficiente variável com a idade do betão, conforme quadro seguinte.
ε_{cs}	Extensão total de retração
ε_{ca}	Extensão de retração autogénea

ε_{cd}	Extensão de retração por secagem
$\varepsilon_{cd,0}$	Definido na expressão seguinte
α_{ds1}	Coeficiente que depende do tipo de cimento
α_{ds2}	Coeficiente que depende do tipo de cimento
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluência em função da idade t;
φ_0	Coeficiente nominal de fluência;
α_1	Coeficientes que tem em conta a influência da resistência do betão;
α_2	Coeficientes que tem em conta a influência da resistência do betão;
α_3	Coeficiente que tem em conta a influência da resistência do betão;
α	Expoente função do tipo de cimento de acordo com o seguinte quadro

LETRAS MAIÚSCULAS GREGAS

$\beta_{cc}(t)$	Coeficiente que depende da idade t do betão;
$\beta_c(t, t_0)$	Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento;
$\beta_{ds}(t, t_s)$	Definido na expressão seguinte;
Δt_i	Número de dias em que se mantém a temperatura T;
$\Delta \sigma_{pr}$	Valor absoluto das perdas de pré-esforço devidas à relaxação;

1

INTRODUÇÃO

As estruturas atirantadas são sistemas flexíveis complexos, com forte interação entre os seus elementos e constituem-se como alternativa aos sistemas tradicionais, sempre que se pretende a realização de grandes vãos [1]. Em meios urbanos, mesmo quando o vão não o justifica, a utilização de pontes de tirantes tem vindo a aumentar progressivamente. Estas estruturas encontram-se entre as mais elegantes e com sistemas estruturais dos mais inovadores da era moderna da engenharia de pontes.

O desenvolvimento tecnológico dos materiais, essencialmente dos aços de alta resistência, dos meios e modelos de análise estrutural, foram os passos que estiveram na origem e na evolução das pontes atirantadas.

As pontes atirantadas são estruturas normalmente compostas por uma ou mais torres, sendo especialmente comum a existência de duas torres, que suportam o tabuleiro através de um sistema de atirantamento contínuo com espaçamento em função do tipo de material constituinte do tabuleiro e da sua secção transversal. O atirantamento é disposto tanto longitudinalmente como transversalmente de várias formas.

As pontes atirantadas têm tido um grande desenvolvimento e um grande uso nos últimos anos, tem sido objecto de inúmeros estudos, comprovando-se a elevada eficiência estrutural destas estruturas, assim como as vantagens económicas da utilização do método construtivo, aliada às potencialidades estéticas que estas estruturas comportam, devido à “leveza” do tabuleiro.

As grandes pontes atirantadas construídas nas últimas décadas são fruto da imaginação e engenho de uma geração audaz de técnicos e projectistas. As pontes atirantadas, actuais, pela necessidade de vencer vãos cada vez maiores, apresentam grande esbelteza essencialmente no tabuleiro.

A correta avaliação das forças de esticamento dos cabos na fase construtiva é essencial para que se cumpram razoavelmente as tolerâncias geométricas construtivas. Adicionalmente, essa avaliação é fundamental para o adequado controlo de esforços na estrutura, tanto na fase construtiva, como em fase de serviço.

1.1. ENQUADRAMENTO

A presente dissertação, enquadra-se no desenvolvimento de modelos de análise do faseamento construtivo de pontes de tirantes construídas pelo processo dos avanços sucessivos, com betonagem in situ.

1.2. OBJECTIVOS DO TRABALHO

No presente trabalho faz-se uma revisão da concepção de pontes de tirantes e dos processos construtivos, tendo como base a evolução deste tipo de estruturas. Aborda-se o funcionamento estrutural dos elementos estruturais constituintes das pontes atirantadas.

O principal objetivo desta dissertação é a avaliação da eficiência do uso de tirantes ativos durante o processo construtivo de pontes de tirantes com betonagem in situ. Neste trabalho pretende-se modelar e analisar as fases da sequência construtiva de uma ponte de tirantes construída no Brasil, travessia sobre o rio Paraná entre Paulicéia e Brazilândia.

Modela-se a ponte recorrendo a quatro processos diferentes de ajuste dos cabos de atirantamento, com o comportamento passivo dos cabos, com uma metodologia de ajuste convencional, com o sistema de pré-esforço orgânico OPS nos carros de avanço e com a estrutura da ponte em serviço.

Conclui-se com a adequação do sistema OPS ao faseamento construtivo de pontes de tirantes.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A dissertação desenvolve-se em 6 capítulos, a presente introdução e um capítulo final com os desenvolvimentos futuros e as conclusões do trabalho. Os quatro capítulos intermédios são o estudo do comportamento estrutural das pontes atirantadas durante a fase construtiva e durante a fase de serviço.

No capítulo II, Concepção e Processos Construtivos de Pontes de Tirantes. Referem-se as principais pontes atirantadas construídas em todo o mundo e em Portugal. Descreve-se a tipologia e o funcionamento estrutural das pontes de tirantes e os processos construtivos. Efetua-se uma caracterização dos principais elementos estruturais de uma ponte de tirantes, o arranjo espacial dos cabos de atirantamento, tanto longitudinalmente como transversalmente, referem-se as formas de distribuição dos tirantes tanto na torre como no tabuleiro. Faz-se a descrição e funcionamento do sistema OPS, enquanto sistema de controlo automático de estruturas.

No capítulo III, Caracterização do Comportamento dos Materiais e Definição de Ações. Descreve-se o comportamento do betão e do aço de pré-esforço. Descrevem-se os fenómenos reológicos do betão e as leis de comportamento do material previsto nas normas utilizadas. Faz-se a revisão regulamentar de ações em pontes, tanto em fase de serviço como em fase construtiva. Definem-se as ações atuantes na estrutura e critérios da verificação da segurança estrutural, assim como a regulamentação utilizada.

No capítulo IV, apresenta-se o caso de estudo, refere-se o processo construtivo utilizado, apresenta-se o processo construtivo alternativo, o sistema OPS. Descrevem-se as fases construtivas e as propriedades dos materiais. Apresenta-se o modelo de cálculo, modelo numérico, faz-se o ajustamento da ponte, ajustamento da geometria e da força nos tirantes, pelo processo de otimização.

No capítulo V, Apresentação e discussão de Resultados, modela-se a estrutura para as várias fases e sistemas construtivos e em fase de serviço. Compara-se os resultados obtidos com os dois sistemas construtivos, e com a ponte em serviço. Conclui-se com a adequação do sistema OPS durante o faseamento construtivo e com a influência do sistema construtivo utilizado com os resultados obtidos.

2

CONCEÇÃO E PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE PONTES DE TIRANTES

2.1. INTRODUÇÃO

O princípio de suportar o tabuleiro de pontes com cabos ancorados em torres, já é conhecido há vários séculos, só se tornando uma opção interessante no início do século XIX, depois do desenvolvimento das barras de ferro forjado e mais tarde dos cordões de aço, que ofereciam alguma garantia de resistência a esforços de tração, [2].

Em 1823, o famoso engenheiro e cientista francês C.L. Navier publicou os resultados de um estudo sobre pontes com o tabuleiro suportado por correntes de ferro forjado e com uma geometria definida, como mostra o desenho original na Figura 2.1 e na Figura 2.2. É interessante verificar que as configurações usadas nos estudos por Navier foram, respectivamente, um sistema em forma de leque e um sistema em forma de harpa, configurações de multi-cabos usadas nos dias de hoje (Figura 2.1), a Figura 2.2 mostra que a prática na altura consistia em ancorar os cabos fora do tabuleiro no solo [2].

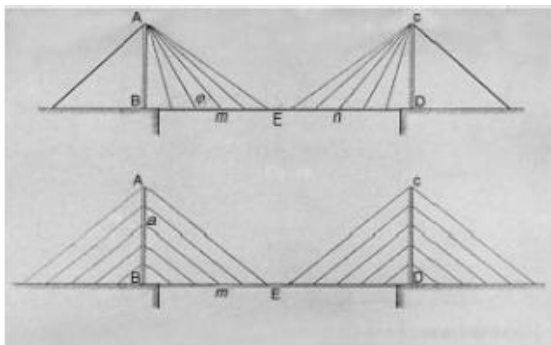


Figura 2.1 - Sistemas de pontes atirantadas, investigação de Navier em 1820 [2]

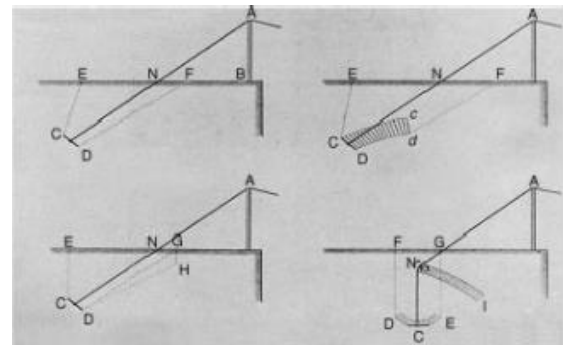


Figura 2.2 – Princípio do atirantamento, atirantamento ao solo [2]

Navier, nos estudos de investigação, conclui que o sistema de suspensão deveria ser utilizado em vez do sistema de atirantamento. A conclusão foi baseada em observações de pontes em que o sistema de atirantamento não resultou. Navier provou haver grande dificuldade em fazer uma correta distribuição de carga por todas as ancoragens. Provou ainda, que durante a construção as imperfeições podiam levar a que alguns tirantes ficassem com esforços reduzidos e outros com excesso de esforços. As ancoragens na torre e no tabuleiro eram materializadas com ligações que não permitiam um controle correto de tensões [2]

Os problemas encontrados e as recomendações de Navier, baseadas na investigação do mesmo, limitaram o número de pontes de tirantes construídas até à década de 1950. Na segunda metade do século XIX foram muitas as pontes de grande envergadura construídas com o sistema combinado, suspensa e atirantada [2].

A suspensão combinada, utilizada correntemente até ao final do século XIX, foi substituída a partir do início do século XX pelo sistema de pontes atirantadas. Embora, em 1938 Dischinger propôs para a ponte sobre o rio Elba em Hamburgo com um comprimento de 750m, um sistema de suspensão na parte central e atirantada ao topo da torre nas partes laterais (Figura 2.3). Este sistema estrutural foi proposto diversas vezes para a reconstrução das pontes na Alemanha depois da segunda guerra mundial. Razões de descontinuidade estrutural e estética levaram a que não tenha sido adotado [2].

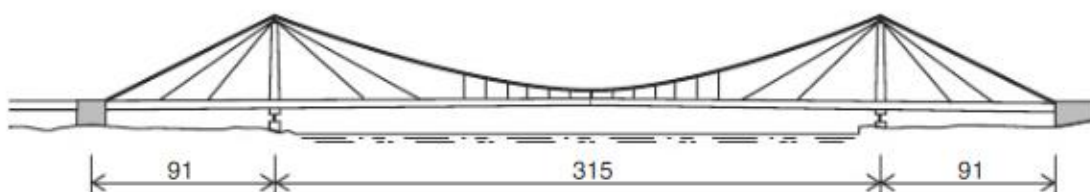


Figura 2.3 - Configuração longitudinal da ponte sobre o rio Elba em Hamburgo proposta por Dischinger, 1938 [2]

A primeira ponte, com significado, construída com recurso a tirantes data do século XIX. Mas, é a partir de meados do século XX que se dá uma aplicação crescente deste tipo estruturas, particularmente na realização de pontes com vão livres na ordem de 150m a 300m.

O conceito moderno da ponte atirantada foi primeiro proposto na Alemanha no período pós-guerra, no início de 1950, para a reconstrução de um certo número de pontes sobre o rio Reno. Provou-se que esta solução de pontes era mais económica, para vãos moderados, face à solução de pontes suspensas ou em forma de arco [3].

A primeira ponte atirantada moderna (Strömsund Bridge) foi construída na Suécia em 1955 por Franz Dischinger, com um vão principal de 182.60m, com um comprimento total de 332m, foi inaugurada em 1956 e encontra-se ainda em uso (Figura 2.4), tendo começado a partir desta data o desenvolvimento e aplicação mais generalizada desta técnica.



Figura 2.4 - Strömsund Bridge, Suécia, vão principal 182.60m, duas torres [4]

O início da nova era das pontes atirantadas deveu-se, em grande parte, ao desenvolvimento da técnica de análise estrutural que permitia o cálculo dos esforços nos tirantes durante a fase construtiva, permitindo assegurar a eficácia de todos os cabos, assim como a distribuição de momentos no tabuleiro. Pensa-se que esta análise terá sido pela primeira vez utilizada na ponte de Strömsund [2].

O surgimento e desenvolvimento de novas tecnologias no fabrico dos materiais, como o betão e o aço, levaram à introdução de betões de elevada qualidade, e de aços de alta resistência, na realização de estruturas que recorrem à transmissão de elevadas forças de tração através dos tirantes, caso das pontes atirantadas. Estes fatores possibilitaram aos projetistas usar a criatividade e implementar este sistema construtivo como forte possibilidade para obras de médio e grande vão.

O aparecimento e desenvolvimento dos computadores, foi o fator que marcou o ponto de partida para um maior desenvolvimento nos meios e métodos de análise estrutural. As estruturas atirantadas são estruturas altamente hiperestáticas, apresentando grande sensibilidade construtiva, necessitando de um processo de cálculo complexo para uma adequada análise.

Neste tipo de estruturas o equilíbrio é assegurado pelos tirantes, sendo as mesmas caracterizadas por uma menor rigidez face a outros tipos de estruturas mais correntes. No início as estruturas atirantadas eram constituídas por um número reduzido de cabos de atirantamento, servindo de apoios intermédios. Começaram a surgir as estruturas com múltiplos cabos de atirantamento, reduzindo o espaçamento entre as ancoragens no tabuleiro, com vários arranjos dos cabos, motivado pela exigência de vencer cada vez maiores vãos e proporcionado tabuleiros cada vez mais esbeltos (Figura 2.5). Foi Homberg que, na década de sessenta, introduziu o sistema de suspensão múltipla, ao conceber as pontes Friedrich Ebert (1964-1967), (Figura 2.6) e Rees (1965-1967), sobre o Reno (Figura 2.7).

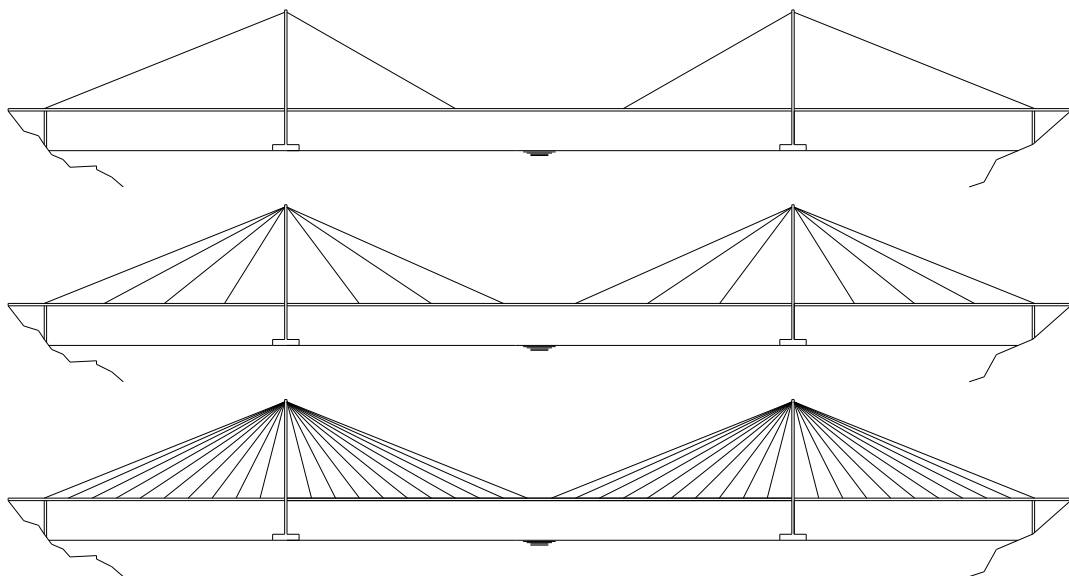


Figura 2.5 - Evolução do sistema de atirantamento do tabuleiro [5]



Figura 2.6 - Primeiras pontes construídas com sistema de atirantamento com multi-cabos, Ponte Friedrich Ebert [4]



Figura 2.7 - Ponte Rees (Alemanha) [4]

As pontes de tirantes proporcionam uma grande esbelteza das estruturas nomeadamente ao nível do tabuleiro, trata-se de estruturas esteticamente apelativas. São utilizadas em meios urbanos mesmo em pequenos vãos quando se exige tabuleiros de grande esbelteza, por ordem de condicionalismos.

Em meios urbanos, as pontes de tirantes, pela sua “aparência moderna”, tem tido uma utilização crescente mesmo quando o vão (pequeno) não justifica o uso desta técnica, mas quando se pretende fazer uma obra marcante em que o fator económico não é o mais condicionante mas sim a sua integração paisagística e o fator estético, podendo ser estas estruturas um marco atraente e distinto (Figura 2.8 e Figura 2.9).



Figura 2.8 - Torres com formas particulares, Puerto Madero, Argentina, vão principal 100m [4]



Figura 2.9 - Puente de la Unidad, México, vão principal 185m (à direita) [4]

As vantagens económicas fazem com que a pontes atirantadas, sejam nos dias de hoje opção para uma gama ampla de vãos. As pontes atirantadas para grandes vãos têm vindo a ser usadas, competindo com as pontes suspensas, existindo hoje vãos construídos com 1104m (Russky Bridge, Rússia) (Figura 2.10 e Figura 2.11). As pontes atirantadas são estruturas auto-equilibradas, o equilíbrio é feito através de vãos de compensação. Nas pontes atirantadas não existe a necessidade de construção de maciços de grandes dimensões para ancoragem de cabos, como é o caso nas pontes suspensas, em que estes maciços servem para ancorar os cabos principais.



Figura 2.10 - Russky Bridge, Rússia, vão principal com 1104m (fase de construção) [4]



Figura 2.11 - Russky Bridge (ante-visão da obra) [4]

Em Portugal, a primeira ponte atirantada foi construída na Figueira da Foz em 1978, com um vão principal de 225m. Depois da ponte da Figueira da Foz, construíram-se em Portugal quatro pontes atirantadas de grande vão, pontes de grande envergadura, a ponte Internacional do Guadiana em Castro Marim, a Ponte sobre o Rio Arade em Portimão, a Ponte Salgueiro Maia em Santarém e a Ponte Vasco da Gama em Lisboa. Encontra-se nesta altura em construção o Viaduto sobre o Vale do Rio Corgo.

A construção da ponte Internacional do Guadiana foi concluída em 1991, faz a ligação entre Portugal e Espanha. O vão principal central tem uma extensão de 324m, tem um tabuleiro com quatro vias com uma largura de 18.04m. É uma ponte com duas torres em Y invertido, de tirantes múltiplos, com suspensão total, o arranjo espacial dos cabos é feito em dois planos, em semi-leque, com suspensão lateral no tabuleiro, nos bordos (Figura 2.12).

A construção da ponte sobre o Rio Arade foi concluída em 1992. O vão principal central tem uma extensão de 256m, o tabuleiro tem uma largura de 17m. É uma ponte com duas torres em Y invertido, de tirantes múltiplos, com suspensão total, o arranjo espacial dos cabos é feito em dois planos, em semi-leque, com suspensão lateral no tabuleiro, nos bordos (Figura 2.13).

A construção da ponte Salgueiro Maia foi concluída em 2000. O vão principal central tem uma extensão de 246m. O tabuleiro e as torres constituem uma peça monolítica, as torres de fuste único são inseridos no separador central, o tabuleiro tem uma largura de 28.20m. É uma ponte de tirantes múltiplos, com suspensão total, o arranjo espacial dos cabos é feito num só plano em semi-leque com suspensão no eixo da secção transversal (Figura 2.14).

A construção da ponte Vasco da Gama foi concluída em 1998. O vão principal central tem uma extensão de 420.20 m, o tabuleiro tem uma largura de 31.10m, sendo monolítico em toda a sua extensão e constituído por duas vigas principais laterais. É uma ponte com duas torres de forma em H, de tirantes múltiplos, com suspensão total, o arranjo espacial dos cabos é feito em dois planos, em semi-leque, com suspensão lateral no tabuleiro, nos bordos (Figura 2.15).



Figura 2.12 - Ponte internacional do Guadiana [4]



Figura 2.13 - Ponte sobre o Rio Arade [4]



Figura 2.14 - Ponte Salgueiro Maia [4]



Figura 2.15 - Ponte Vasco da Gama [4]

O Viaduto do Corgo inserido na autoestrada transmontana encontra-se em fase final de construção. O vão principal central tem uma extensão de 300m, os vãos laterais de compensação tem 126m cada. O tabuleiro em betão armado pré-esforçado com secção em caixão tem uma largura de 28m, tem duas vias em cada sentido. O tabuleiro e as torres constituem uma peça monolítica, as torres de fuste único são inseridas no separador central, é uma ponte de tirantes múltiplos, com suspensão total, o arranjo espacial dos cabos é feito num só plano, em semi-leque com suspensão no eixo da secção transversal (Figura 2.16 e Figura 2.17).



Figura 2.16 - Viaduto do Corgo, Situação da obra em Junho de 2012 [6]



Figura 2.17 - Antevisão da zona das torres de atiramento [6]

A Tabela 2.1, identifica as mais importantes pontes de tirantes construídas atualmente em todo o mundo em função do comprimento do vão principal.

Tabela 2.1 - Pontes atirantadas de maior vão construídas até à data [4]

	Nome	País	Vão Principal (m)
1	Russky Bridge	Rússia	1104
2	Sutong Bridge	China	1088
3	Stonecutters Bridge	China	1018
4	Edong Bridge	China	926
5	Tatara Bridge	Japão	890
6	Normandy Bridge	França	856
7	Zolotoy Rog Bridge	Rússia	734
8	Shanghai Yangtze River Bridge	China	730
9	Minpu Bridge	China	708
10	Nanjing Third Yangtze Bridge	China	648

As pontes atirantadas têm-se afirmado como a solução ideal para médio e grande vão (por volta de 200m a 1000m, ou mais), em locais que existe forte condicionamento hidráulico ou geotécnico, ou quando se pretende uma obra emblemática.

2.2. CONCEÇÃO ESTRUTURAL DE PONTE DE TIRANTES

2.2.1. CONFIGURAÇÃO LONGITUDINAL E TRANSVERSAL – CONCEITOS GERAIS

As pontes de tirantes têm como principais elementos estruturais, as torres, o tabuleiro, e os tirantes. O funcionamento estrutural de uma ponte de tirantes é o seguinte, o tabuleiro além do peso próprio recebe as cargas de tráfego, os tirantes transmitem essas cargas às torres de ancoragem, por sua vez as torres transmitem as cargas às fundações (Figura 2.18). Funcionamento Estrutural:

- i. Tabuleiro (compressão);
- ii. Tirantes (tração);
- iii. Torre (compressão).

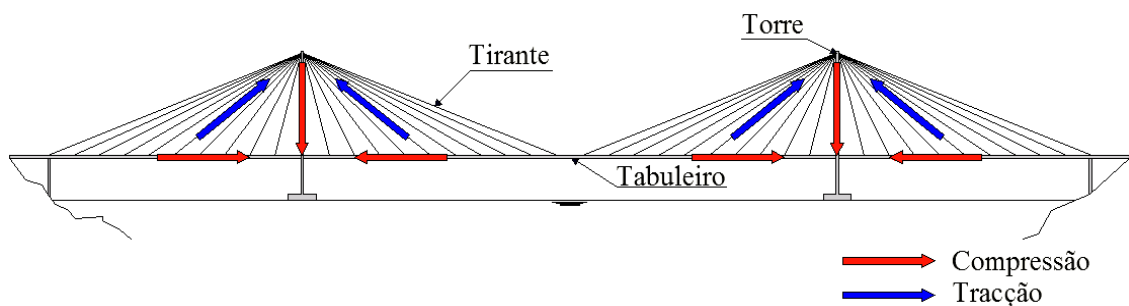


Figura 2.18 - Funcionamento estrutural de uma ponte atirantada [5]

As pontes atirantadas têm frequentemente dois a três vãos atirantados, sendo especialmente comum o recurso a três vãos com duas torres. A tipologia de dois vãos atirantados, com uma torre, com maior utilização em pequenos vãos, tem um vão principal e um vão lateral de compensação, que pode ser apoiado, por vezes assimétrico em relação ao vão principal. A tipologia com três vãos, com duas torres, tem sido utilizada para médios e grandes vãos, um vão central principal, dois vãos laterais de compensação.

No caso de pontes de tirantes com duas torres, na generalidade, os vãos de compensação tem uma relação com o comprimento do vão principal entre $0.40L$ a $0.50L$ (Figura 2.19).

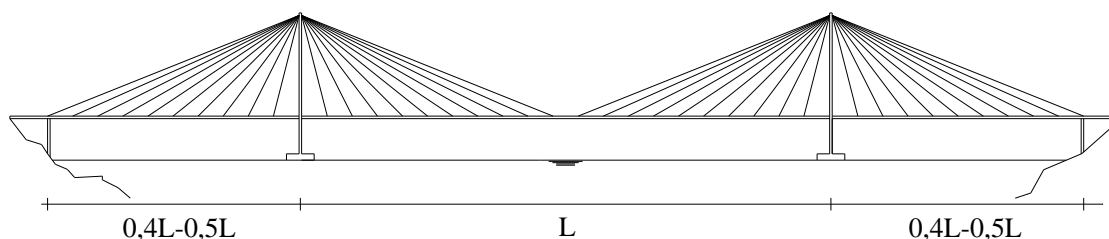
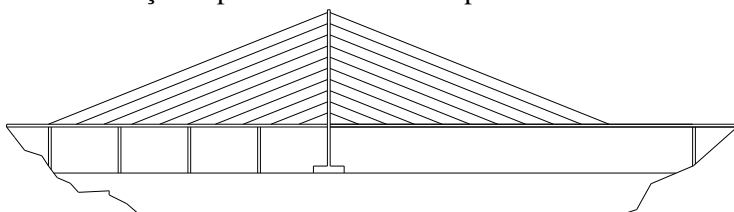


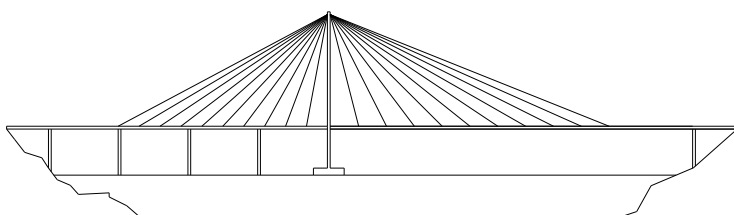
Figura 2.19 - Ponte com três vãos, duas torres, relação dos vãos de compensação face ao vão central [5]

No caso de pontes de tirantes com uma única torre (Figura 2.20), o atirantamento pode ser feito de duas formas:

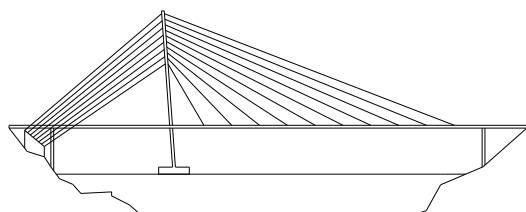
- i. Um vão principal e um vão lateral de compensação, ambos atirantados e com os vãos simétricos ou assimétricos, existindo por vezes pilares intermédios no vão de compensação, oferecendo vantagens no desempenho estrutural.
- ii. Um vão principal atirantado, conseguindo o equilíbrio através do atirantamento de retenção espacial no exterior da ponte.



- Vãos assimétricos;
- Atirantamento simétrico.



- Vãos assimétricos;
- Atirantamento assimétrico.



- Vãos assimétricos;
- Atirantamento assimétrico, retenção ao exterior.

Figura 2.20- Pontes com dois vãos, uma torre, relação do vão de compensação face ao vão principal [5]

São vários os fatores relevantes para a determinação do número de cabos de atirantamento e definição da configuração. O primeiro aspeto a atender é a análise das solicitações a que a estrutura está sujeita durante a construção e durante a utilização. Razões de carácter estético e ainda económico são outros fatores que influenciam a decisão sobre a disposição dos cabos de atirantamento.

Nas primeiras pontes atirantadas eram usados um número reduzido de cabos de atirantamento, o que levava a usar seções transversais com mais rigidez. A utilização de um número menor de cabos de aço, com um espaçamento elevado entre as ancoragens no tabuleiro leva a que se instalem momentos fletores de elevado valor no tabuleiro.

A relação entre o vão principal e os vãos de compensação torna-se essencial para o bom desempenho estrutural das torres. Em pontes de duas torres, quando a relação entre o vão de compensação e o vão principal é superior a $0.40L$ o sistema de atirantamento não é particularmente eficaz no que se refere à limitação dos momentos fletores no tabuleiro produzidos pela sobrecarga no vão de compensação. Para que o sistema seja eficaz é essencial conferir rigidez longitudinal à torre, esta tendência é tanto maior quanto maior é a relação longitudinal entre o vão principal e os vãos de compensação [7].

São utilizadas três disposições longitudinais clássicas dos tirantes, leque, semi-leque e harpa (Figura 2.21).

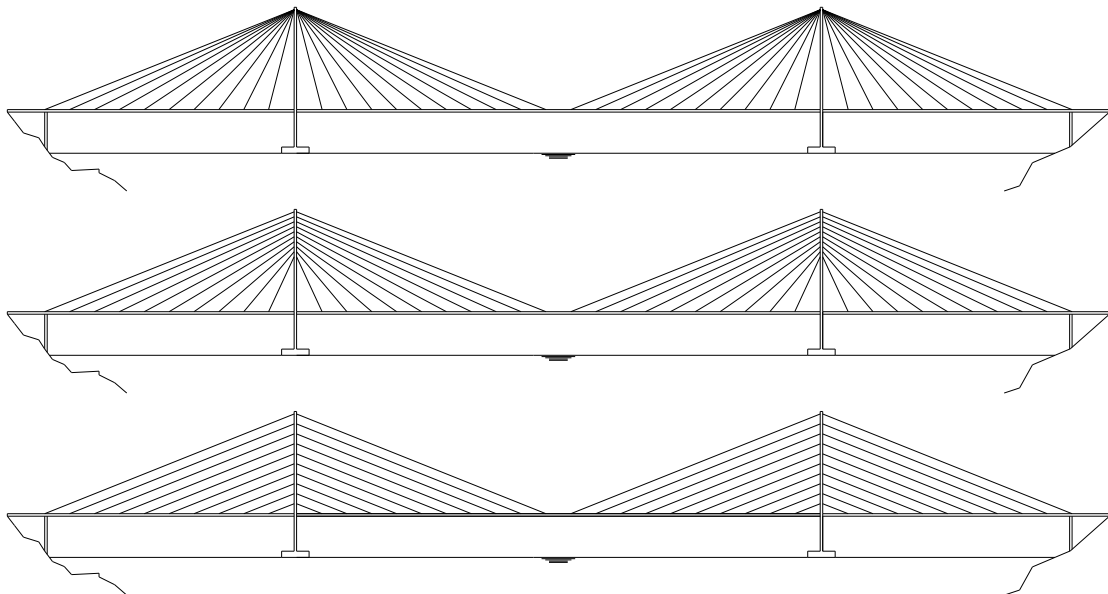


Figura 2.21 - Disposição dos tirantes, pontes com duas torres, configurações clássicas, por ordem, leque, semi-leque e harpa [5]

A solução em leque oferece várias vantagens face à disposição em harpa, nomeadamente, a otimização no consumo de aço (Figura 2.22), o ângulo formado entre os cabos e o tabuleiro é maior. O tabuleiro está sujeito a esforços axiais menores e existe uma menor flexão nos pilares. Como desvantagem apresenta-se a dificuldade de as ancoragens na torre serem feitas num espaço reduzido, o que implica desafios construtivos.

A solução em harpa, usa-se quando a torre é rígida, tem como desvantagem a deformação por flexão do pilar. A vantagem principal é a facilidade na ancoragem dos tirantes na torre, que é disposta ao longo do comprimento da torre.

A solução em semi-leque tira partido das vantagens da solução em leque e harpa, da solução em leque retira a vantagem da resistência, da solução em harpa a vantagem construtiva, ancorando os tirantes ao longo do comprimento possível da altura da torre, mas procurando que a inclinação dos tirantes com a horizontal seja a maior possível. A configuração em semi-leque representa um compromisso entre as exigências económicas e estéticas da conceção, sendo a solução normalmente adotada nas pontes de grande vão [5].

A escolha da configuração do sistema de suspensão tem muita relevância no plano económico uma vez que o custo dos tirantes representa 20% a 30% do custo de uma ponte atirantada (Figura 2.22) [5].

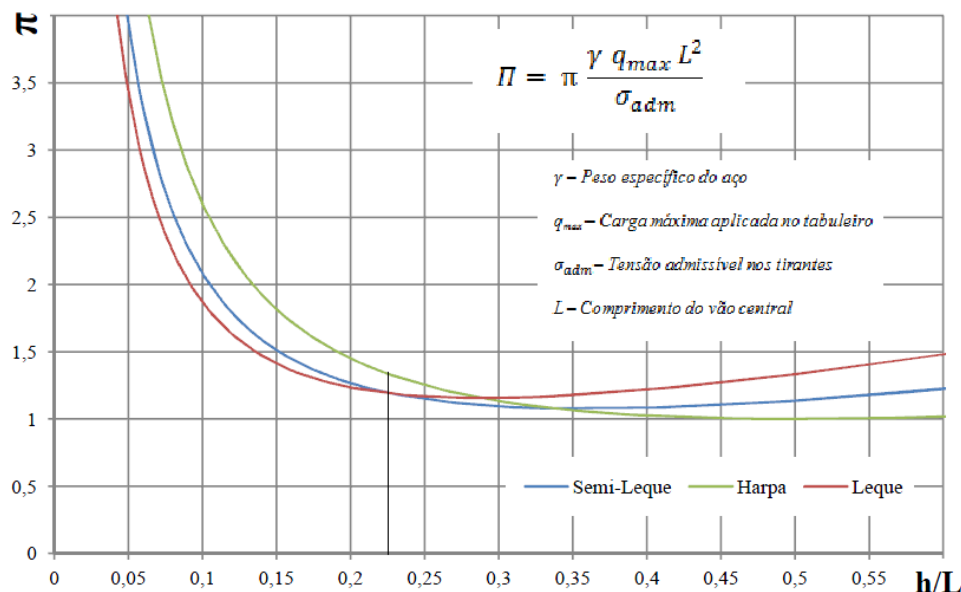


Figura 2.22 - Peso de aço dos tirantes em função do tipo de suspensão e da relação (h/l), para tabuleiro com suspensão total [8]

Nas pontes atirantadas, a distância entre a ancoragem dos tirantes no tabuleiro deve ser entre 5m e 15 m, quando se utiliza um tabuleiro em betão e 10m e 20m quando se utiliza um tabuleiro metálico. As razões que conduziram a esta conclusão são as seguintes [7]:

- Redução da secção dos tirantes e ancoragens de menores dimensões, facilmente industrializados;
- Os momentos fletores no tabuleiro diminuem, o que permite realizar tabuleiros mais esbeltos e com menor peso, que por sua vez faz com que reduza o peso dos tirantes e reduza o valor das solicitações nas torres;
- Uma pequena distância entre as ancoragens dos tirantes no tabuleiro, permite estabelecer um controlo adequado dos momentos fletores que se produzem durante a construção. Estes efeitos são mais importantes em pontes com tabuleiro em betão do que em pontes com tabuleiro metálico.

No entanto, para aumentar a esbelteza do tabuleiro durante a construção e reduzir os momentos fletores que se produzem, não é suficiente reduzir a distância entre ancoragens. Para aumentar a esbelteza do tabuleiro recorre-se a vários métodos [7]:

- Um procedimento consiste em introduzir um incremento de carga no último tirante colocado, produzindo deste modo um momento positivo e reduzindo o momento negativo na

- fase de construção. Quando se coloca o tirante da ponta, retira-se o incremento produzido no tirante anterior;
- ii. Outro procedimento consiste em realizar a construção do tabuleiro por fases. Vai-se construindo o caixão central e vai-se atirantando. Posteriormente, constroem-se as estruturas laterais do tabuleiro;
 - iii. Atirantar o carro de avanço que sustenta a aduela a betonar, desta forma reduz-se o incremento de momentos fletores no tabuleiro durante a construção.

Nas pontes de tirantes, transversalmente, a disposição espacial dos cabos tem sido feita com três configurações diferentes, um único plano de suspensão, ao centro do tabuleiro, dois planos de suspensão, nas laterais do tabuleiro nos bordos, três planos de suspensão, dois nas laterais do tabuleiro nos bordos e um no centro do tabuleiro (Figura 2.23). As formas mais usadas de atirantamento na secção transversal têm sido; num só plano, no eixo da secção transversal, ou em dois planos, nos bordos laterais da secção transversal. As formas de atirantamento são condicionadas pela forma das torres, a mais usada é a ancoragem lateral da secção transversal.

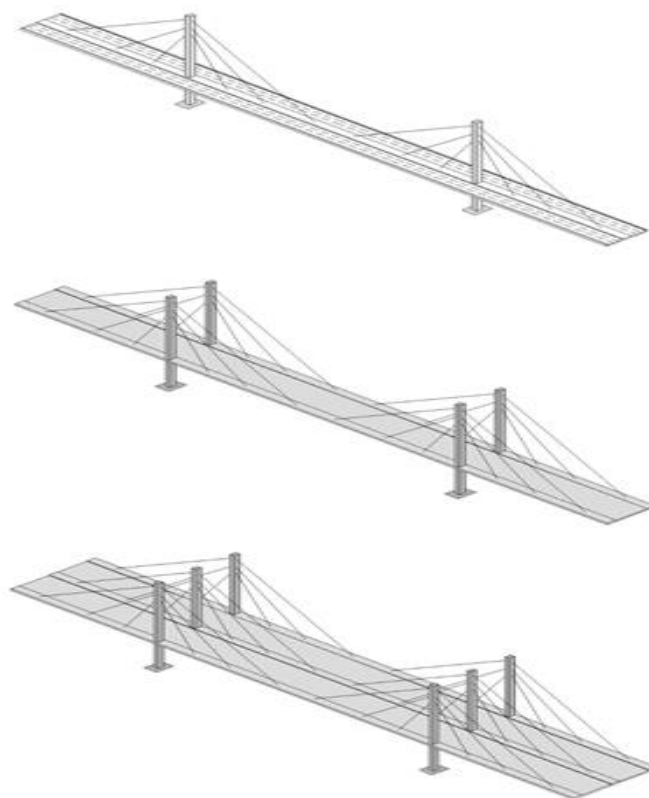


Figura 2.23 - Configurações transversais dos cabos, um plano de suspensão, dois planos de suspensão e três planos de suspensão [3]

Se for adotado um só plano de cabos (Figura 2.24), ancoragem ao eixo da secção transversal, o tabuleiro deve ter rigidez á torção, tanto para resistir às cargas de excêntricas provocadas pela assimetria das sobrecargas como para proporcionar estabilidade aerodinâmica. Consequentemente o tabuleiro requiere uma secção em caixão, sendo este tipo de secção transversal que melhor funciona para os esforços que a solicita. Como o tabuleiro é suportado apenas por um plano de tirantes ao centro, o tabuleiro fica em consola em metade da largura. A torre consiste normalmente num fuste único centrada no

tabuleiro, isto leva a que seja necessário alargar o tabuleiro, o que acrescenta superfície e peso ao tabuleiro.

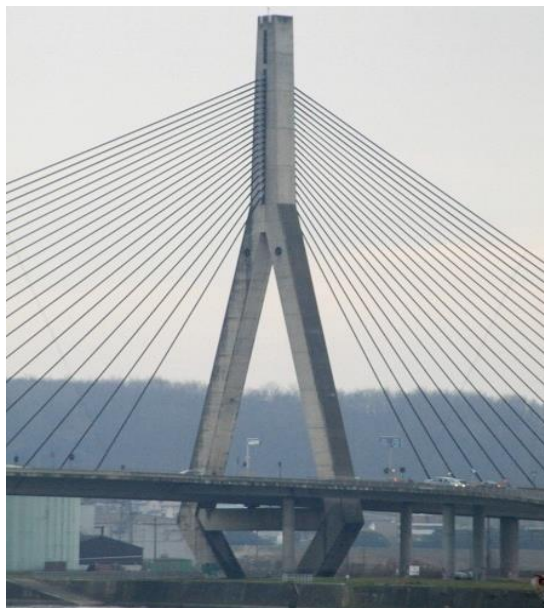


Figura 2.24 - Ponte Ben-Ahin, um plano de suspensão [4]

Quando a torre consiste em duas colunas, as colunas erguem-se nas laterais do tabuleiro, a ancoragem é feita lateralmente nos bordos do tabuleiro (Figura 2.25), como resultado, todas os tirantes puxam ligeiramente para o interior, resultando numa força significativa na torre. Isto tem de ser resistido pela flexão transversal das colunas, o mais económico é por uma viga de cruzamento entre as colunas localizadas na zona das fixações dos cabos [9]. A ancoragem nos bordos da secção transversal tem a vantagem de poderem ser utilizadas secções transversais mais esbeltas. Os dois planos de ancoragem melhoram a estabilidade aerodinâmica do tabuleiro. No entanto, esteticamente a ancoragem nos bordos é uma solução menos apelativa, quando a ponte é vista ao viés aparenta uma sobreposição de cabos.



Figura 2.25 - Ponte Zolotoy Rog, dois planos de suspensão [4]

Quando os tabuleiros são muito largos, a flexão transversal do tabuleiro, uma vez que se estende entre dois planos de cabos dá origem a secções dispendiosas. Verificasse que com dois planos de suspensão lateral, os momentos fletores transversais são superiores aos longitudinais, requerendo por isso vigas transversais mais altas que as vigas longitudinais principais do tabuleiro [8]. Alguns projetistas consideraram viável para reduzir o custo da flexão transversal, colocar um terceiro plano de suspensão (Figura 2.26). É uma escolha difícil de apurar sobre as vantagens dos três planos de suspensão. A torre para um arranjo em três planos de suspensão consiste em três colunas, isto irá inevitavelmente ser mais caro do que duas colunas, ainda para além do tabuleiro ter de ser alargado. No entanto, a poupança será feita no peso próprio e da flexão transversal do tabuleiro, cabe ao projetista fazer a sua própria avaliação, na escolha do número de planos de suspensão [9].



Figura 2.26 - Ponte Yangtze River, três planos de suspensão [4]

Existem ainda situações em que foram adotados quatro planos de tirantes, mas, apenas nos casos de dois tabuleiros paralelos, cada um com dois planos laterais, caso da ponte de Ting Kau em Hong Kong, com 2+2 planos de suspensão [8].

2.2.2. TORRES

Nas pontes atirantadas, as torres podem ter várias configurações, “A”, “Y” invertido, “H”, diamante, fuste único ou formas particulares. Quanto ao material constituinte, as torres podem ser de aço, de betão ou misto (aço/betão). Nos grandes vãos geralmente adota-se o betão armado devido a este elemento estrutural estar essencialmente submetido a compressões elevadas.

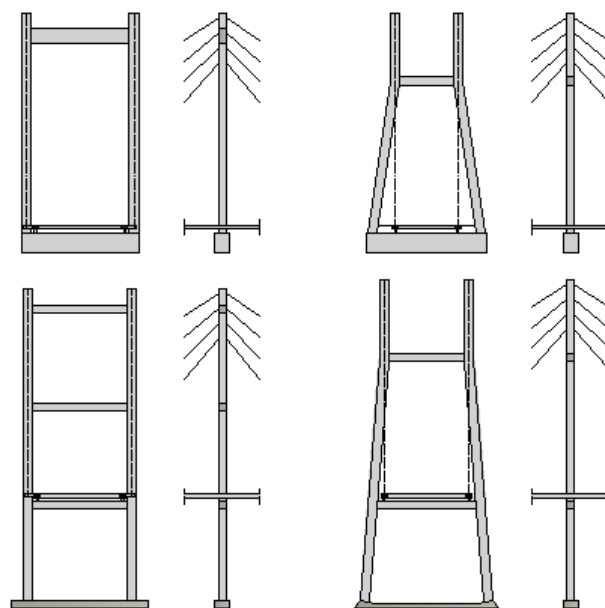


Figura 2.27 - Configuração geométrica das torres, configuração em pórtico (adaptado [8]).

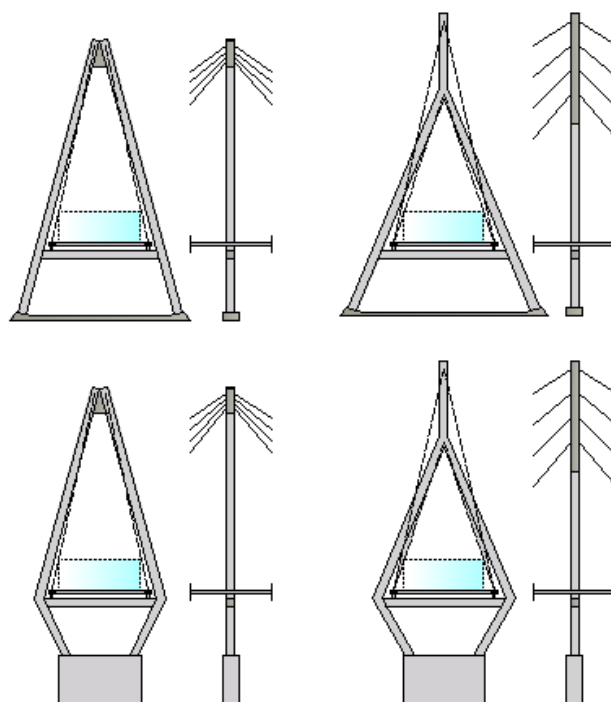


Figura 2.28 - Configurações geométricas das torres, configuração em A, Y invertido e diamante (adaptado [8]).

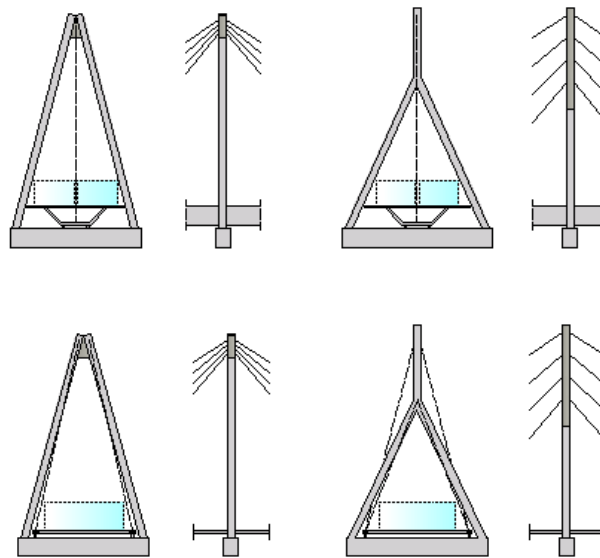


Figura 2.29 - Configuração geométricas das torres, configuração em A e Y invertido, (adaptado [8])

Alguns autores distinguem as designações “torre e mastro”, referem torres no caso de uma estrutura sujeita às cargas verticais, mastro quando apresenta um comportamento tipo consola e a sua geometria é sujeita principalmente às cargas horizontais, o mastro apresenta-se normalmente como um único fuste, neste trabalho usa-se unicamente o termo “torre” para definir as duas situações.

A forma ou configuração da torre depende da configuração longitudinal da ponte, sendo esta característica fundamental e condicionante. A segunda característica que condiciona a forma da torre é o arranjo espacial dos cabos, no eixo da secção transversal ou nas laterais, nos bordos, da secção transversal.

A forma das torres pode ainda ser condicionada por outros aspetos de natureza estrutural, construtiva ou estética. A forma estrutural tem a ver com as solicitações que a torre está sujeita e com o tipo de ancoragem no tabuleiro. A forma construtiva pode ser ajustada para facilitar a ancoragem dos cabos na torre. Algumas formas conferem às torres um aspeto visual agradável, valorizando a obra esteticamente.

As torres podem ser, centradas no eixo da secção transversal, frequentemente com fuste único, o que é mais usual quando o atirantamento é feito no eixo da secção transversal, ou as torres são laterais em relação ao tabuleiro quando o atirantamento é feito lateralmente nos bordos da secção transversal. Frequentemente usa-se a torre em “A”, “H” e diamante quando o atirantamento é feito lateralmente.

A altura das torres com três vãos de atirantamento (Figura 2.30), regra geral, assume uma relação por volta de $0.20L$ a $0.25L$, (L , representa o comprimento do vão principal da ponte) [10] [3]. A altura da torre define o ângulo de inclinação dos cabos mais longos. Este ângulo não deve ser menor do que de 25 graus, caso contrário as deformações vão tornar-se excessivas [7].

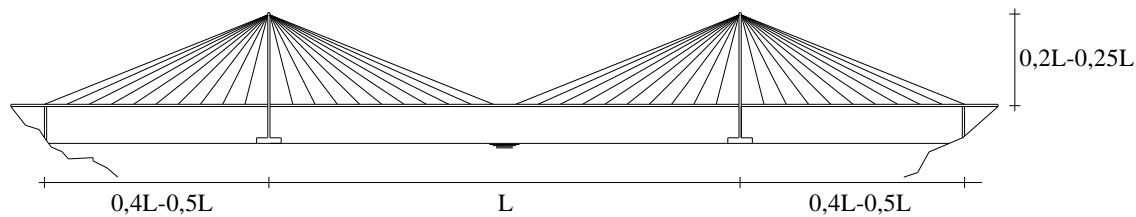


Figura 2.30 - Relação óptima da altura da torre acima da face superior do tabuleiro para três vãos de atirantamento, (adaptado [3]).

A zona ótima para um consumo económico de aço nos tirantes, assume a relação entre a altura da torre e o comprimento do tabuleiro de $0.20L$ e $0.25L$ (Figura 2.31) [3] [11]. O aumento da altura da torre diminui a quantidade de aço consumida nos tirantes, no entanto, quanto maior for o ângulo maior será a altura da torre.

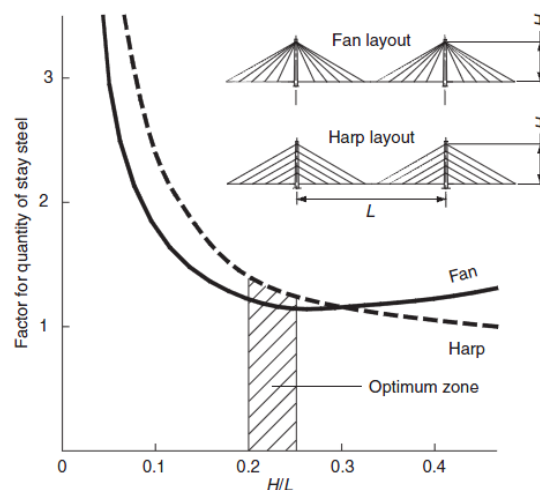


Figura 2.31 - Efeito da altura da torre no consumo de aço nos tirantes, para as configurações em leque ou harpa, (adaptado [3]).

Várias são as pontes construídas em todo o mundo em que os projetistas tem adotado a relação da altura da torre em função do vão principal, $0.20L$ a $0.25L$, exemplo disso são os vários casos de pontes de grande vão mencionados em seguida no intervalo de:

- i. A ponte Sutong na China (Figura 2.33), tem um vão principal de 1088m e dois vãos de compensação de 500m cada, as torres são em forma de A, tem uma altura total de 306m, com 236.09m acima do tabuleiro, a relação entre o vão principal e a altura da torre até à zona de ancoragem é de 0.211;
- ii. A ponte Stonecutters na China (Figura 2.32), tem um vão principal de 1018m e dois vãos de compensação de 289m cada, as torres são em forma de fuste único com uma altura de 298m, 219.7m acima do tabuleiro, constituído por betão até aos 175m e a restante altura na zona de ancoragem dos cabos em aduelas de aço, a relação entre o vão principal e a altura da torre até à zona de ancoragem é de 0.202;
- iii. A ponte Barrios de Luna em Espanha (Figura 2.34), tem um vão principal de 440m e dois vãos de compensação de 102m cada, as torres são em forma de H (pórtico), tem uma altu-

ra de 90m acima do tabuleiro, a relação entre o vão principal e a altura da torre até à zona de ancoragem é de 0.201;

- iv. A ponte Normandie em França (Figura 2.35), tem um vão principal de 856m e dois vãos de compensação de 357m cada, as torres são em forma de Y invertido, tem uma altura total de 215m, com 152m acima do tabuleiro, a relação entre o vão principal e a altura da torre até à zona de ancoragem é de 0.178. Esta ponte tem uma relação inferior ao usual;
- v. A ponte Vasco da Gama construída em Portugal, tem um vão principal com 420m e dois vãos de compensação com 204.50m. As torres tem forma de H porticado, tem uma altura total de 147.50m, com 100m acima do tabuleiro. A relação entre o vão principal e a altura da torre até à zona superior de ancoragem é de 0.226.



Figura 2.32 - Ponte de Stonecutters, torres com forma em fuste único [4]



Figura 2.33 - Ponte Sutong, torres com forma em A [4]



Figura 2.34 - Ponte Barrios de Luna, torres em forma de H (pórtico) [4]



Figura 2.35 - Ponte da Normandia, torres e Y invertido [4]

Durante os últimos anos as pontes atirantadas tornaram-se populares pelo carácter estético, fator importante, um dos mais condicionantes para a escolha do tipo de estrutura por parte dos projetistas. Exemplo disso é a ponte de Serreria em Valência (Figura 2.37), que é constituída por uma torre com forma singular em aço. No entanto, por vezes o projetista cria uma torre com forma diferente do usual não tanto com o intuito de dar uma forma estética fora do comum, mas sim de ordem estrutural, caso desta ordem é a torre da ponte Octávio Oliveira Frias no Brasil (Figura 2.36), a torre possui uma altura de 138m em forma de X, possui uma altura superior ao comum para este comprimento de vão. Segundo o autor do projeto Catão Ribeiro, a forma dada à torre tem a ver com o desempenho estrutural e com o arranjo espacial dos cabos de atirantamento e não com o aspeto estético. Nesta ponte o cruza-

mento desnivelado de dois tabuleiros é feito na torre, os tabuleiros atirantados formam uma curva. No entanto, demonstra a enorme potencialidade desta tipologia de pontes para criar obras que aliam uma grande eficácia estrutural e um elevado valor estético.



Figura 2.36 - Ponte Octávio Frias de Oliveira, (Fonte [11])



Figura 2.37 - Ponte Serreria, (Espanha),[4]

São diversas as pontes de tirantes construídas com configurações particulares das torres. Algumas destas configurações são baseadas em razões técnicas, no entanto, a maioria resulta de condicionamentos arquitectónicos.

2.2.3. TABULEIRO

O tabuleiro possui grande importância no que diz respeito às cargas verticais. O tabuleiro é responsável pela distribuição das forças verticais entre os pontos de ancoragem dos tirantes, que podem ser considerados como apoios elásticos intermédios. Além disso, tem influência no comportamento global da estrutura. O tabuleiro é responsável pela distribuição dos esforços para os apoios principais, as torres e os pilares laterais [12].

A secção transversal usada para o tabuleiro é condicionada pelo plano de suspensão, que pode ser um plano central no eixo da secção transversal, dois planos de suspensão nos bordos da secção transversal. A esbelteza do tabuleiro é condicionada pelo espaçamento dos tirantes, quanto maior número de tirantes, ou seja menor espaçamento entre os mesmos, maior número de apoios do tabuleiro, logo menor a espessura do tabuleiro. Com o progresso dos processos construtivos, tem-se conseguido relações entre o comprimento do vão principal e a espessura do tabuleiro ente 150 e 400.

Com bastante assiduidade ou generalizadamente as secções transversais utilizadas são de dois tipos, secção em caixão monocelular ou pluricelular e secção em vigas laterais longitudinais com vigas transversais. A escolha da secção transversal é função do plano de atirantamento.

Para a suspensão central no eixo da secção transversal, a secção transversal fica condicionada ao uso de uma secção em caixão, devidos aos efeitos de torção a que o tabuleiro está sujeito, o que resulta de cargas excêntricas (Figura 2.38).

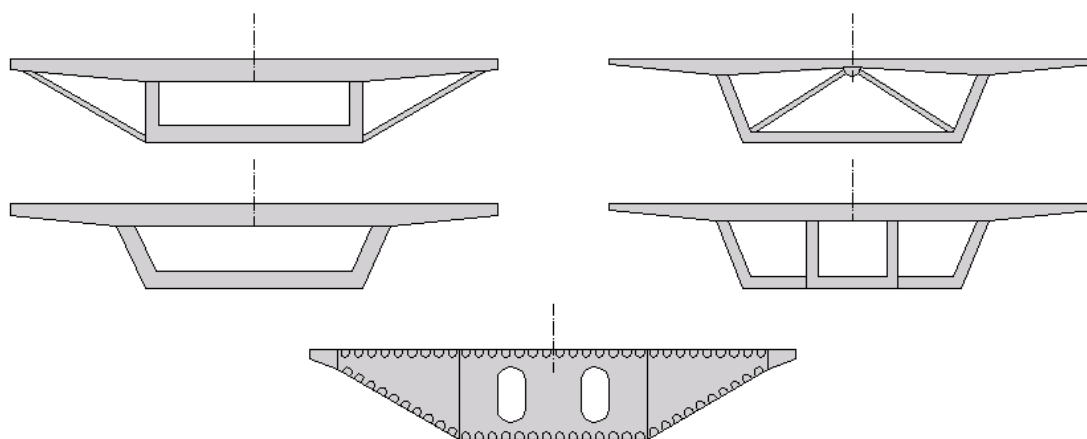


Figura 2.38 - Secções indicadas para possível atirantamento no eixo da secção transversal, secções de elevada rigidez à torção, (adaptado [8])

Para a suspensão lateral nos bordos da secção transversal, podem adotar-se secções mais esbeltas, mais aerodinâmicas, podendo utilizar-se secções em laje ou em vigas. Este sistema de suspensão lateral e quando é feita em toda a extensão longitudinal do tabuleiro, permite entre outras vantagens o aligeiramento dos tabuleiros (Figura 2.39).

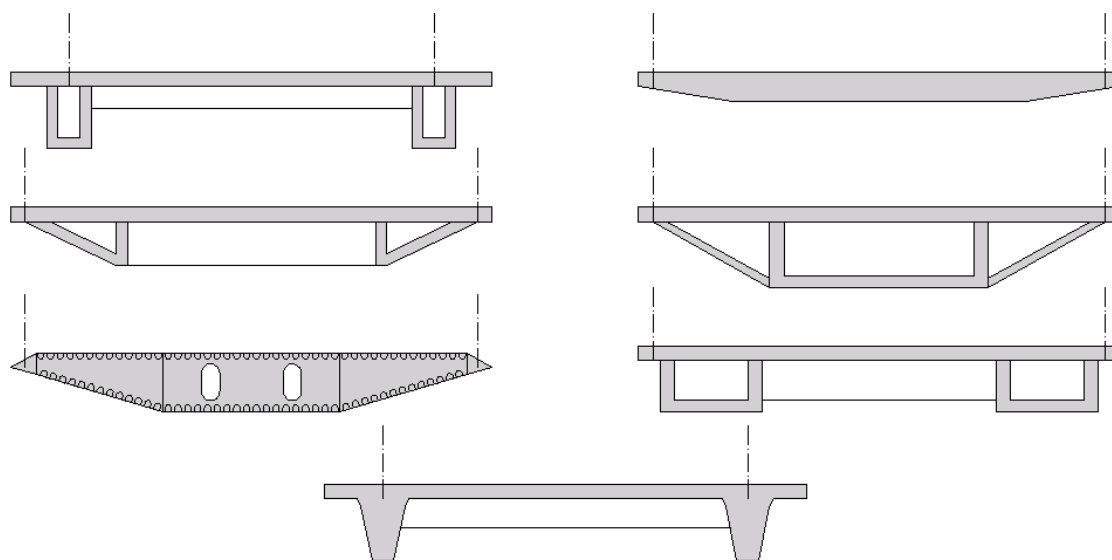


Figura 2.39 - Secções indicadas para possível atirantamento lateral nos bordos da secção transversal, (adaptado [8])

A classificação do tabuleiro das pontes atirantadas pode ser realizada de várias formas. Uma delas diz respeito ao material constituinte. A escolha do material do tabuleiro é um dos critérios dominantes quando se trata do custo global da obra, pois essa opção influencia o dimensionamento de todos os elementos. Na fase de projeto a opção da secção transversal do tabuleiro, é processo que merece especial cuidado já que a secção escolhida vai condicionar a estrutura, devida ao peso próprio do tabuleiro. As secções transversais dos tabuleiros quanto à sua constituição podem ser de três tipos, os mais comuns são, em aço, misto (aço/betão) ou betão.

Os tabuleiros em betão são mais pesados, os tabuleiros integralmente em aço são mais leves, o peso médio dos tabuleiros de pontes atirantadas oscila entre os seguintes valores:

- i. Metálico de 2.50kN/m^2 a 3.50kN/m^2 ;
- ii. Misto aço/betão de 6.50kN/m^2 a 8.50kN/m^2 ;
- iii. Betão de 10.00kN/m^2 a 15.00kN/m^2 .

A definição comprimento ótimo do vão em função do tipo de material constituinte do tabuleiro não é um processo consensual. Alguns autores defendem que o tabuleiro em betão é favorável até aos 500m de vão, outros autores defendem que a partir dos 400m a 450m a solução misto aço/betão é a mais favorável. Processo consensual refere-se a vãos superiores a 500m em que a solução em aço é a mais favorável, tendo sido esta a utilizada nos maiores vãos construídos [7]. O limite é variável, dependendo das condições de betonagem, do local, desde os efeitos climatéricos às acessibilidades, da experiência do projetista e do construtor, dependendo ainda do desenvolvimento e custo dos materiais no futuro próximo [7].

O tabuleiro em aço tem sido usado em grandes vãos, em que a redução do peso próprio é essencial, reduzindo substancialmente o valor das cargas permanentes. Com um tabuleiro construído em aço é possível limitar o peso a cerca de um quinto duma secção em betão. Com uma secção transversal em aço há uma redução substancial da força necessária nos tirantes, reduzindo o peso dos tirantes. A vantagem do tabuleiro em aço, assim como em outra qualquer estrutura metálica, é o maior controlo dos processos construtivos e da qualidade dos materiais, reduzindo a possibilidade de erros construtivos. A desvantagem da utilização deste material em pontes é a necessidade de mão-de-obra qualificada e a manutenção durante a vida da obra.

A ponte Russky, na Rússia, é a maior ponte atirantada do mundo, foi construída com um tabuleiro de aço em caixão com 29.50m m de largura e com 3.20m de altura, com um vão principal de 1104m, tem uma esbelteza de 345.

As primeiras pontes atirantadas construídas com o tabuleiro em betão apresentavam-se como estruturas pesadas, com uma geometria robusta. Mas, com o tempo, a experiência e o desenvolvimento de novas tecnologias possibilitou um dimensionamento de tabuleiros com secção transversal em betão otimizado.

Outros fatores que permitiram que as secções transversais em betão se tornassem mais esbeltas foram, o aço de pré-esforço e o desenvolvimento do betão, hoje fabricam-se betões com resistência na ordem de 70MPa a 100MPa. Estes fatores tornaram viável o uso do betão em vãos consideráveis, aproveitando a melhor característica do betão que é a resistência à compressão. A utilização de betões de alta resistência permite o dimensionamento de tabuleiros com lajes da ordem dos 0.20m de espessura, com capacidade para resistir às forças horizontais de compressão correspondentes a vãos da ordem de 800m.

Na última década, têm sido experimentados nos tabuleiros atirantados os betões de alta resistência, realizados com agregados leves (LWAC) [5] [13]. Estes betões, com peso específico entre 18 kN/m^3 e 19 kN/m^3 , conduzem a uma diminuição do peso próprio dos tabuleiros e do peso do aço dos tirantes. Estes betões são mais onerosos que os betões correntes, mas pensa-se, que num futuro próximo o ganho resultante da sua aplicação irá superar o maior custo inicial. A utilização de tabuleiros em betão armado ou pré-esforçado em pontes atirantadas tem grande aceitação por parte das entidades envolvidas, projetistas e construtores. O processo de construção é simples não sendo necessário mão-de-obra especializada. Outro aspeto importante deste processo construtivo é a durabilidade deste material que não é tão exposto ao ataque de agentes externos como as estruturas de aço [5].

A ponte Skarnsundet, na Noruega, é a maior ponte atirantada construída com o tabuleiro em betão, possui um tabuleiro em caixão com 13 m de largura e com 2.15m de altura, tem um vão principal de 530m, tem uma esbelteza de 247.

O tabuleiro misto (aço/betão) é uma solução utilizada essencialmente quando se usa o método do lançamento incremental na construção do tabuleiro. O método aproveita as valências do tabuleiro em aço e do tabuleiro em betão. A evolução das pontes atirantadas está relacionada com a simplificação das secções transversais adotadas. As secções mistas aço/betão são normalmente constituídas por duas vigas laterais principais e travessas nos pontos de intersecção dos tirantes com o tabuleiro e uma laje em betão, formando uma grelha metálica monoliticamente ligada a uma laje de betão.

As desvantagens dos tabuleiros mistos são as elevadas tensões de compressão a que as vigas longitudinais em aço estão submetidas, ainda estas tensões são agravadas pelos efeitos diferidos do betão, fluência e retração da laje do tabuleiro, podendo causar problemas de instabilidade local [14].

A ponte Yang Pu, na China, é a maior ponte construída com tabuleiro misto aço/betão, tem um tabuleiro com 30.35 m de largura e com 2.60 m de altura, com um vão principal de 602m, tem uma esbelteza de 231.

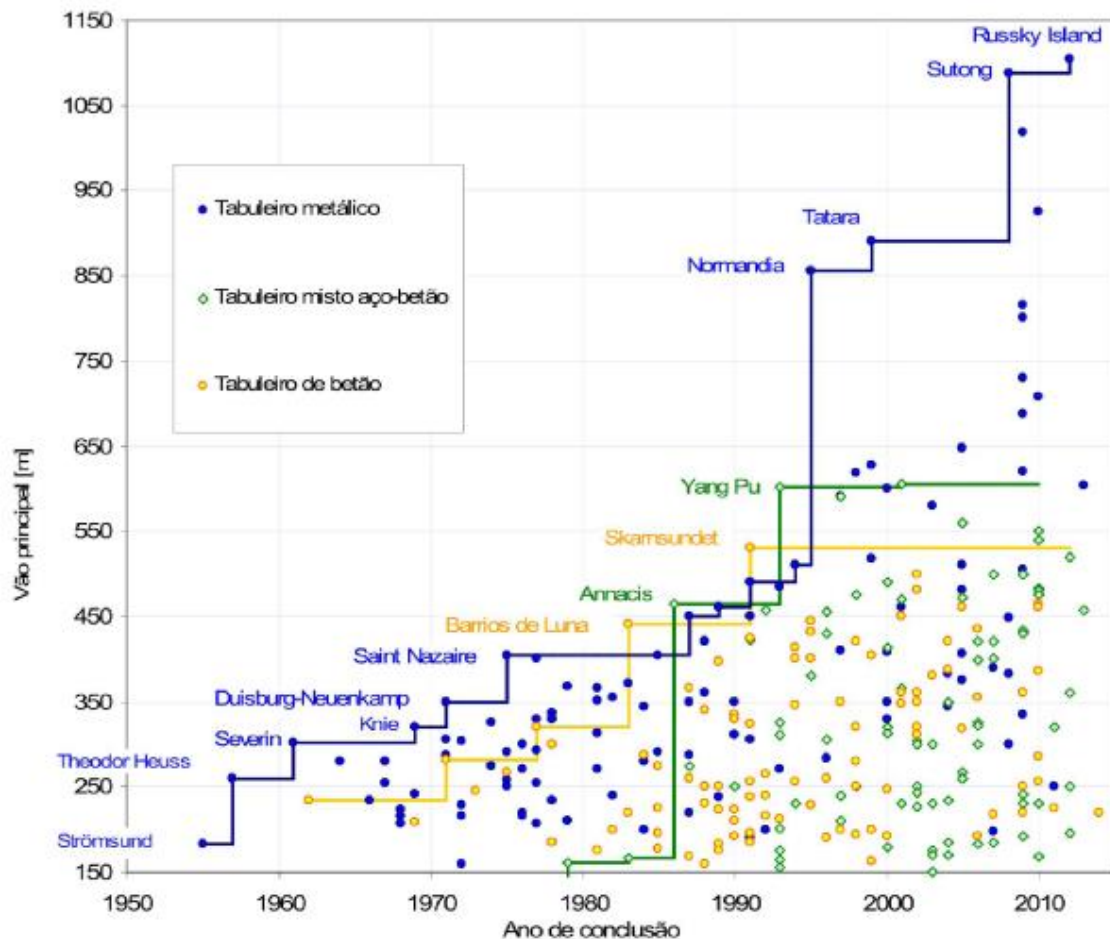


Figura 2.40 - Constituição do material do tabuleiro aplicado em várias pontes atirantadas, desde 1950 [8]

O funcionamento longitudinal do tabuleiro pode ser de três tipos (Figura 2.41) [12], (podendo haver algumas restrições na sua adoção):

- i. Fixo nas extremidades e com junta de dilatação na zona das torres, não havendo esforço axial na zona das torres. O tabuleiro fica fixo nas extremidades dos vãos, sujeito a esforço de tração em toda a sua extensão;
- ii. O tabuleiro é de continuidade total, fixo nas torres, o tabuleiro está sujeito na sua extensão total a esforço de compressão;
- iii. O tabuleiro é de continuidade total, não está ancorado nas torres nem nas extremidades, funcionado com suspensão total, o tabuleiro está na totalidade em compressão, sendo a meio do vão o esforço axial nulo.

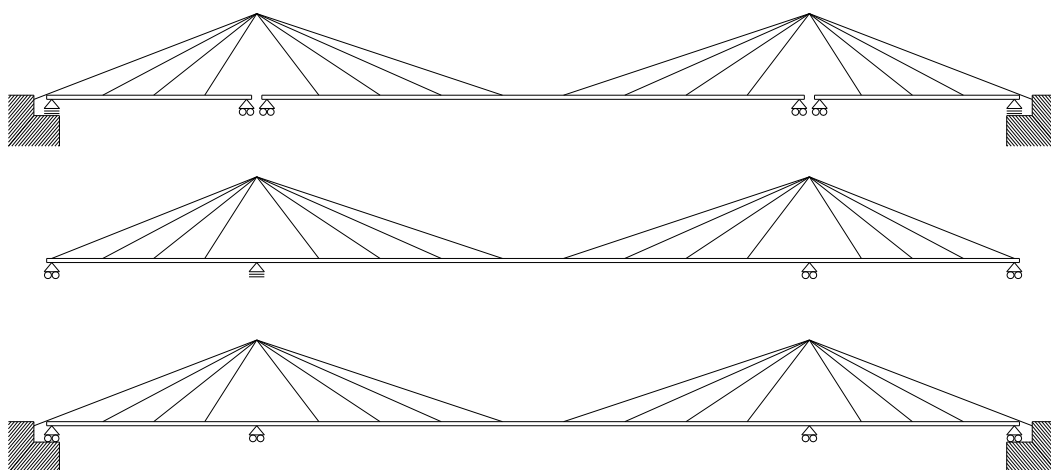


Figura 2.41 - Tipologias de funcionamento longitudinal de tabuleiros (adaptado [12])

2.2.4. SISTEMA DE ATIRANTAMENTO

Numa ponte atirantada o tirante é um elemento de comportamento singular, supõe-se que a rigidez à flexão é nula, a geometria entre pontos é a de catenária [7].

O aumento dos vãos das pontes de tirantes implica o aumento do comprimento dos tirantes, e das correspondentes perdas de rigidez resultantes do peso próprio, em especial nos tirantes mais longos [8]. Tem sido proposta a utilização de novos materiais para os tirantes, como sejam as fibras de carbono. Estes materiais têm a necessária resistência e também um peso próprio significativamente menor que o aço. No entanto, o seu comportamento é ainda pouco conhecido e o seu custo é por enquanto muito elevado, quando comparado com as soluções com tirantes em aço. Afigura-se, no entanto, que os tirantes convencionais podem ser ainda aperfeiçoados [8].

Ultimamente tem sido investigado o recurso a tirantes com cabos de fibra de basalto, devido às suas propriedades mecânicas e químicas favoráveis em comparação com fibras de vidro, e de baixo custo, em comparação com fibras de carbono. O custo é quase um décimo das fibras de carbono. Por outro lado, estas apresentam baixa rigidez, em comparação com o aço, tem um módulo de elasticidade baixo, mas que pode ser melhorado aumentando a área seccional ou criando uma secção híbrida com fibras de carbono. Na Tabela 2.2 apresentam-se as características mecânicas dos vários tipos de materiais possíveis em cabos de atirantamento [15].

Tabela 2.2 - Tipos de cabos [15]

Tipo de cabo	Densidade (g/cm ³)	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência tração (MPa)	Alongamento rotura (%)
Fibras basalto	1.80	91	2100	2.30
Fibras de carbono ¹	1.60	230	3400	1.48
Fibras de carbono ²	1.60	390	2900	0.74
Fibras de vidro	2.60	80	1500	1.90
Cabos de aço	7.80	195	1770	3.50

Nota: 1 e 2, representam alta resistência à tração e alto módulo de elasticidade, respectivamente

Até à data estão empregues tirantes em pontes atirantadas com comprimento de 580m, caso da ponte Russky, na Rússia, pensa-se que este tipo de estrutura pode vencer vãos até 1500m sendo ainda um sistema construtivo económico, o que vai levar a um aumento substancial do comprimento dos tirantes. Ao longo dos últimos anos tem sido desenvolvido um grande número de configurações transversais de tirantes, uns formados por barras, outros por fios paralelos (Figura 2.42).

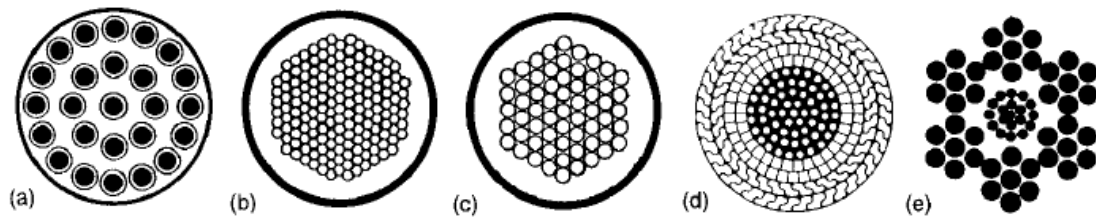


Figura 2.42 - Vários tipos de cabos usados nas pontes de tirantes [3]

A ancoragem é o dispositivo responsável por transferir as cargas dos cabos aos apoios onde estes são ligados, seja no tabuleiro ou seja na torre (Figura 2.43 e Figura 2.44). As ancoragens podem ser ativas, onde se realiza o tensionamento, ou passiva, onde se ancora a secção do tirante à estrutura. Normalmente as ancoragens ativas localizam-se no tabuleiro e as passivas localizam-se nas torres devido a facilidade de acesso e trabalho.



Figura 2.43 – Ancoragem no tabuleiro [4]

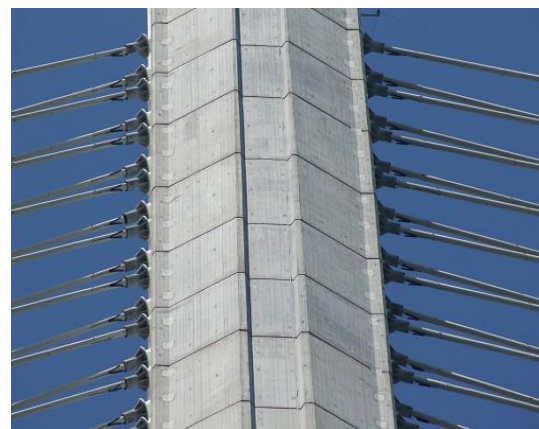
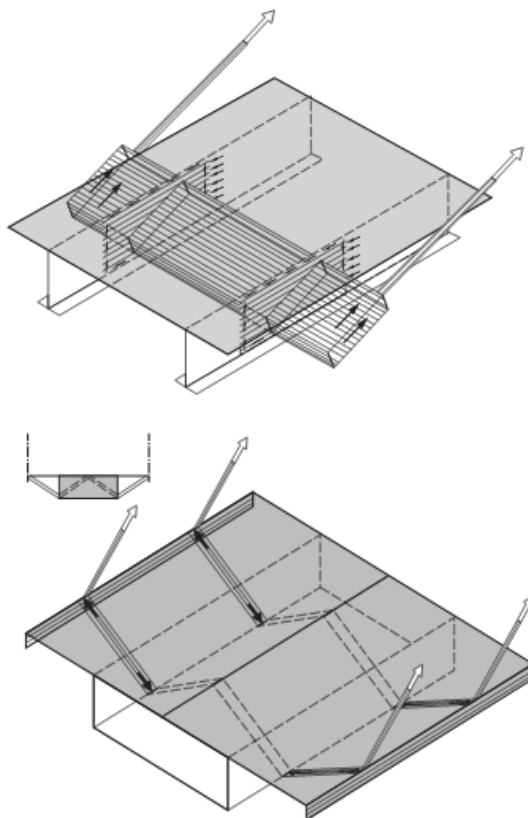


Figura 2.44 – Ancoragem na torre [4]

A ancoragem dos tirantes no tabuleiro em betão, e quando o atirantamento é feito em dois planos, a forma mais simples consiste na inserção da ancoragem nas vigas longitudinais laterais. Nas pontes com o tabuleiro em aço ou misto (aço/betão), quando o atirantamento é feito em dois planos, recorre-se a soluções com as ancoragens alinhadas com as vigas principais ou no seu exterior. No alinhamento das vigas principais, os tirantes são fixados em geral acima do plano da laje, com auxílio de materiais rígidos para transferir a força dos tirantes para as vigas do tabuleiro (Figura 2.45). Com a solução no exterior destaca-se o facto de esta necessitar de carlingas transversais bastante resistentes, para transferir as componentes verticais e horizontais das forças dos tirantes para as vigas do tabuleiro [8].

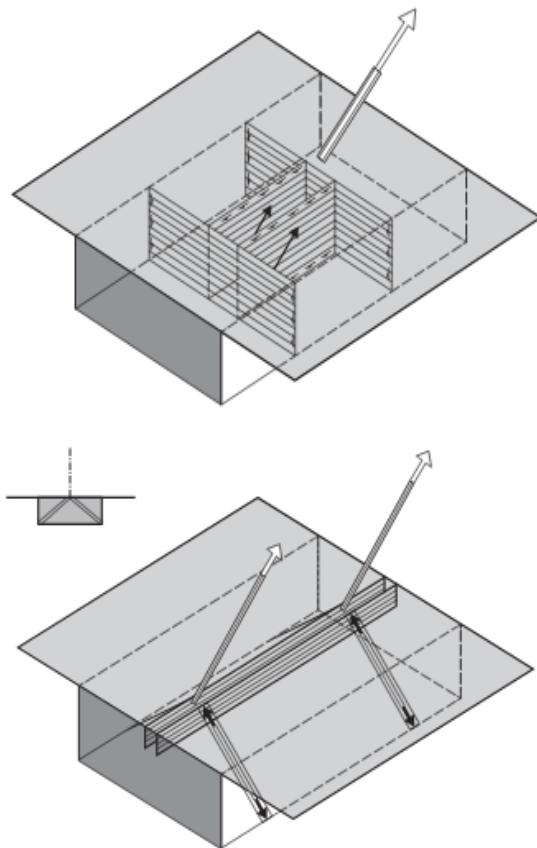


- Viga inclinada ancorada para transferir as forças das vigas principais do pavimento para os tirantes.

- Ligação entre uma viga em caixão, tirantes ligados nas extremidades por um conjunto de mono filamentos em fios de aço de pré-esforço.

Figura 2.45 - Ancoragens ao tabuleiro, atirantamento em dois planos [16]

Nas ancoragens com um plano de atirantamento, no eixo do tabuleiro, os tirantes nas secções em aço são amarradas no caixão central, que é o elemento com mais rigidez longitudinal. Quando o tabuleiro é em betão, em caixão unicelular, são introduzidas barras que funcionam à tração para transmitir a força vertical dos tirantes para as almas da secção (Figura 2.46).



- Conexão entre plataforma e caixa mono celular.

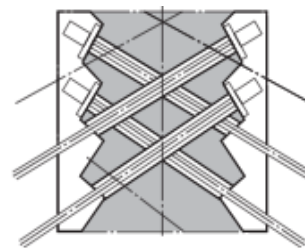
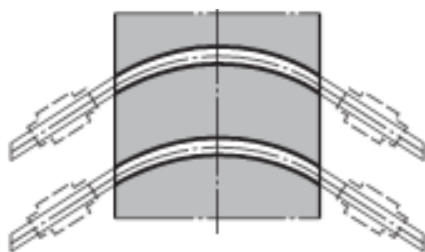
- Conexão entre a plataforma em caixa celular e os tirantes com mono filamentos em fios de aço de pré-esforço.

Figura 2.46 - Ancoragens ao tabuleiro, atirantamento num plano [16]

O tamanho dos encaixes dos tirantes, a grandeza das forças que transmitem, o alojamento das ancoragens e a sua possibilidade de substituição, determinam a necessidade de um estudo cuidadoso da solução das ancoragens na torre e no tabuleiro, sendo no primeiro caso importante [7].

Existem três formas básicas de ancoragem na torre (Figura 2.47):

- Uma pouco usada pela dificuldade de substituir um tirante: O tirante passa de um lado para o outro da torre sem algum encaixe;
- Um caso frequentemente usado, consiste em cruzar os cabos na torre;
- Um terceiro caso e o mais frequentemente usado nos dias de hoje, consiste em alojar as ancoragens no interior da torre sem se cruzarem.



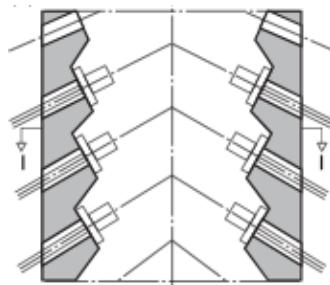


Figura 2.47 - Três formas de ancoragens dos cabos de atirantamento nas torres de betão [16]

O desempenho estrutural e funcionamento de uma ponte de tirantes dependem, de forma direta, da qualidade dos tirantes e das suas ancoragens. Numa ponte de tirantes deve ser dada especial importância não só à qualidade do aço adotado como também do correto funcionamento das ancoragens e, essencialmente ao sistema de proteção à corrosão dos tirantes [8].

2.3. PROCESSO CONSTRUTIVO DE PONTES DE TIRANTES

2.3.1. INTRODUÇÃO

As pontes atirantadas têm a seguinte sequência construtiva:

- i. Execução das fundações;
- ii. Execução parcial ou total das torres;
- iii. Construção do tabuleiro, com a colocação sequencial dos tirantes.

Após a construção das torres, na totalidade ou em parte é possível iniciar a construção do tabuleiro com a colocação dos primeiros tirantes. Quando os tirantes são colocados num nível inferior das torres, disposição longitudinal dos tirantes em semi-leque ou harpa, o tabuleiro pode ser iniciado sem que as torres estejam construídas na totalidade.

A sequência de construção do tabuleiro torna-se um processo repetitivo, feito por fases. Os cabos de atirantamento podem ser definitivos ou provisórios. Os cabos provisórios servem de auxílio na fase construtiva, servindo de suporte do equipamento de construção.

Três processos construtivos são essencialmente usados na construção de tabuleiros de pontes atirantadas:

- i. Um processo em que o tabuleiro é colocado em cima de apoios provisórios até ser feita a suspensão;
- ii. O segundo processo é o processo dos avanços sucessivos;
- iii. O terceiro processo é por deslocamentos sucessivos.

Os dois primeiros processos são os mais conhecidos e generalizados, no entanto, os três processos tem sido usados.

2.3.2. PROCESSO CONSTRUTIVO COM APOIOS PROVISÓRIOS

No processo construtivo com apoios provisórios (Figura 2.48), o tabuleiro é colocado sobre apoios provisórios até ser instalado o sistema de suspensão. Com a suspensão do tabuleiro através do sistema de atirantamento ativado, retiram-se os apoios provisórios. A construção do tabuleiro sobre os apoios pode ser executada no local ou recorrendo à pré-fabricação. Esta técnica tem limitações, pela altura

rasante da obra de arte ao solo, pela acessibilidade ao local para colocação dos apoios provisórios. Tem como principal vantagem o controlo da geometria, o ajustamento da força dos tirantes é feito com o tabuleiro apoiado [17].

Neste processo construtivo os tirantes são colocados no fim da construção do tabuleiro, sendo aplicada a força nos tirantes de uma única vez, com carácter definitivo

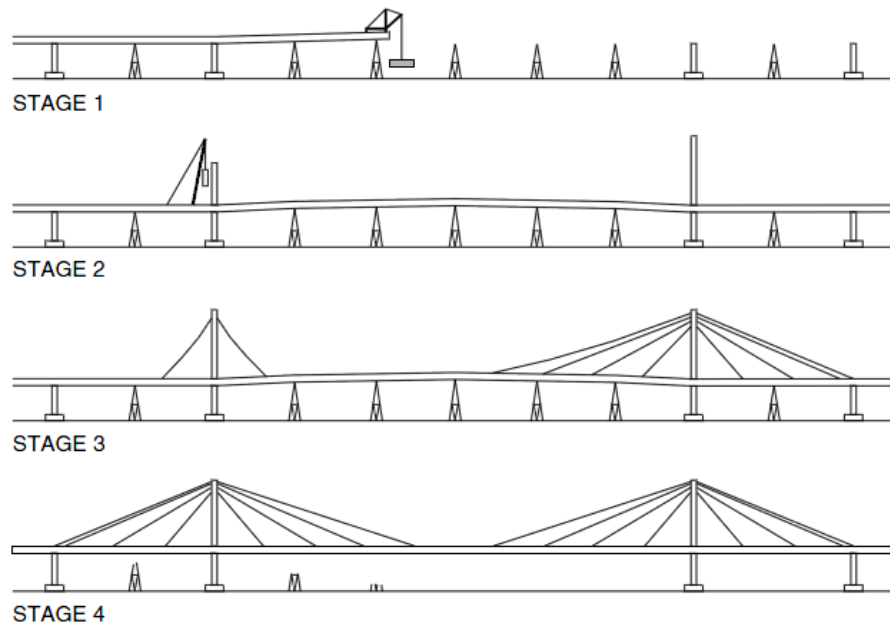


Figura 2.48 - Fases de construção de pontes de tirantes com o método de recurso a apoios provisórios [16].

A ponte de Oresund (2000) é um exemplo de uma ponte atirantada metálica e mista, recente, construída utilizando elementos pré-fabricados de grandes dimensões e com recurso a potentes meios de elevação (Figura 2.49). A construção da ponte foi realizada utilizando elementos pré-fabricados do tabuleiro de grandes dimensões.





Figura 2.49 - Ponte de Oresund, entre a Dinamarca e a Suécia, utilização por trânsito rodoferroviário, construção dos tramos atirantados com recurso a apoios provisórios [4]

A vantagem do processo com apoios provisórios, aplicado na construção de grandes vãos, é o facto de reduzir ao mínimo as operações construtivas, tirando partido da pré-fabricação, o que permite reduzir o tempo e custo da construção.

2.3.3. PROCESSO CONSTRUTIVO POR AVANÇOS SUCESSIVOS

O segundo processo construtivo, processo de construção por avanços sucessivos, é o processo mais generalizado, permite a construção transpondo qualquer obstáculo que se encontre sob o tabuleiro. No processo construtivo por avanços sucessivos as aduelas podem ser fabricadas in situ ou serem pré-fabricadas e transportadas para o local da obra. A colocação dos tirantes neste processo construtivo é sequencial, alternada com a construção das aduelas.

No processo de construção do tabuleiro os tirantes são colocados por fases, consoante a evolução da estrutura, muitas vezes a força aplicada nos tirantes não é a definitiva, o tensionamento é feito para auxiliar a fase seguinte, proporcionando um alívio de esforço no tirante anterior [17]. O tensionamento final, por vezes, é feito quando a construção do tabuleiro se encontra completa.

Os tabuleiros construídos com o processo dos avanços sucessivos estão submetidos a elevados esforços de flexão e tensões de tração na fibra superior [8]. De forma a minimizar o efeito, utilizam-se durante o faseamento construtivo torres e tirantes provisórios, fixando o equipamento móvel a uma ancoragem adicional, colocada nas torres acima de todas as utilizadas pelos tirantes definitivos, podendo também ser feita a uma torre provisória (Figura 2.50).

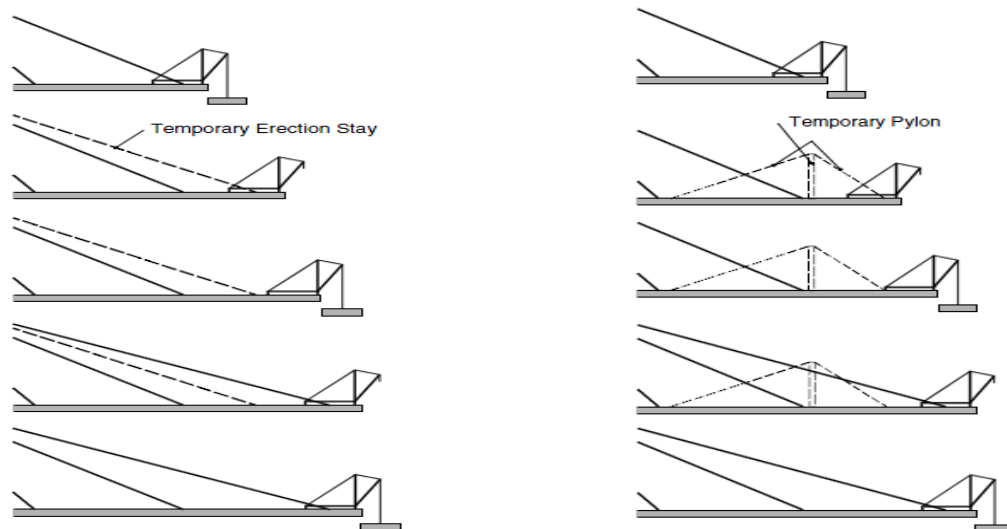


Figura 2.50 - Fases construtivas pelo método dos avanços sucessivos, à esquerda apoiada por um tirante provisório, à direita por uma torre provisória [16]

Neste processo, o tabuleiro construído serve de suporte dos equipamentos para a construção da aduela seguinte. O tabuleiro construído serve de suporte ao equipamento de elevação no caso de aduelas pré-fabricadas (Figura 2.51), ou do equipamento de cofragem, carro de avanço, para a construção da aduela com betão in situ (Figura 2.52).

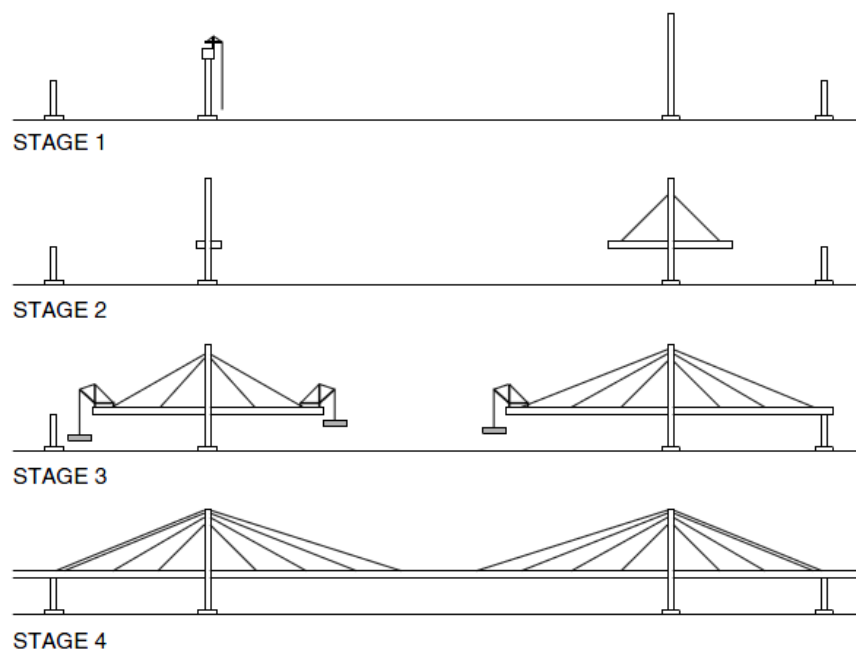


Figura 2.51 - Fases construtivas de uma ponte de tirantes pelo método dos avanços sucessivos [16].

No caso das pontes de betão executadas por betão in-situ o equipamento construtivo é o mesmo que o adotado em qualquer outra ponte em consola do mesmo género (Figura 2.52). Deve, no entanto, distinguir-se o equipamento construtivo necessário para a elevação e montagem de aduelas pré-fabricadas (Figura 2.51). Este, é mais leve, que o tradicional carro de avanços que suspende a cofra-

gem para execução das aduelas, normalmente com 3 a 7 m, o que corresponde à execução de uma ou duas aduelas até à instalação de um par de tirantes [8].



Figura 2.52 - Ponte Octávio Frias de Oliveira, construção do tabuleiro pelo método dos avanços sucessivos [4]

O processo de construção do tabuleiro por avanços sucessivos, assume-se como o processo construtivo para grandes vãos de pontes atirantadas, seja com betonagem in situ, seja com a adição ao tabuleiro de aduelas pré-fabricadas. Pode-se considerar o processo por avanços sucessivos como o principal método de construção deste tipo de estruturas.

2.3.4. PROCESSO CONSTRUTIVO POR LANÇAMENTO INCREMENTAL

O processo construtivo por lançamento incremental tem sido usado na construção de pontes atirantadas mistas, embora tenha sido pouco usado até à data. Considera-se um método adequado para pequeno e médio vão [5]. Em médio vão como no caso do viaduto de Millau foram usados apoios intermédios provisórios para auxiliar o lançamento do tabuleiro (Figura 2.53).

Neste método como no método de construção com apoios provisórios, os tirantes são tensionados com o tabuleiro construído na totalidade, o tensionamento é feito por norma de uma vez só. À semelhança do que foi usado no viaduto de Millau, o lançamento é feito com auxílio de torres provisórias com a finalidade de reduzir o vão livre durante o lançamento. O lançamento processa-se normalmente a partir de um encontro podendo ser feito a partir dos dois encontros. A betonagem da laje do tabuleiro, normalmente, é feita após o lançamento da estrutura metálica, servindo as longarinas de apoio e suporte da cofragem da laje do tabuleiro [5].



Figura 2.53 - Viaduto de Millau, método construtivo do tabuleiro por lançamento incremental, com recurso a apoios provisórios [4]

A técnica de lançamento incremental tem algumas variantes, de forma a adaptar-se a cada caso concreto de construção [8]:

- i. Uma variante possível, consiste em efectuar o lançamento incremental “empurre” dos vãos laterais, e de uma pequena parte do vão principal, a partir dos encontros, e prosseguir a construção do vão pelo método dos avanços sucessivos;
- ii. Outra variante possível, consiste em efectuar a montagem dos vãos laterais e de uma parte do vão central, por elevação à grua, sobre apoios provisórios ou por lançamento incremental. Colocam-se alguns tirantes definitivos nas extremidades das consolas. Com o sistema de elevação colocado nas consolas, eleva-se a restante estrutura do vão central.

2.4. CONTROLO DE ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES

2.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Na realização do projeto de uma ponte atirantada, construída pelo processo dos avanços sucessivos é necessário considerar o método construtivo durante o projeto, deve ser incluído o faseamento construtivo no projeto. A execução de uma obra de arte tem influência significativa nos esforços que atuam na estrutura. As várias fases de construção devem ser convenientemente analisadas para verificar a estabilidade de cada fase separadamente. Para isso previamente deve ser conhecido o processo construtivo para a execução da estrutura, pelo motivo de que o sistema estrutural poder alterar significativamente. Deve ser feita uma análise rigorosa da fase de construção para verificar as tensões nos tirantes, no tabuleiro e nas torres.

O projeto de uma ponte de tirantes deve ter em conta a sequência de fases construtivas intermédias conducentes à estrutura final, uma vez que é nelas que com frequência ocorrem as configurações que condicionam o dimensionamento de vários elementos estruturais. Este problema é normalmente resolvido efetuando uma rectroanálise, na qual se parte do estado final (conhecido) da estrutura para, por desmontagem progressiva do modelo se chegar às forças de instalação dos tirantes [17].

O tabuleiro de pontes atirantadas com betonagem in situ, utilizam para a execução das aduelas um sistema de carros de avanço, conforme ilustrado na Figura 2.54. O movimento do carro para a execução de uma nova aduela tem de ser conciliado com a ancoragem dos tirantes. A fixação do carro de avanço ao tabuleiro construído pode ser superior ou inferior.

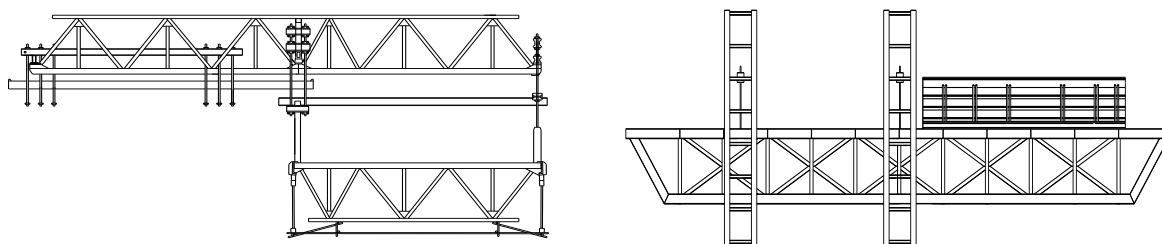


Figura 2.54 - Carros de avanço tipo, à esquerda, carro com sistema de fixação superior (adaptado [11]), à direita, carro com sistema de fixação inferior (adaptado [18])

A natureza flexível das pontes atirantadas, associadas à técnica de construção por avanços sucessivos, origina sempre desvios na geometria e na força nos tirantes entre a obra e o previsto no projeto. Os desvios começam geralmente a ser produzidos ao nível do modelo de análise estrutural adotado para estudar a fase construtiva, estendendo-se depois à fabricação e montagem da estrutura [17].

Conhecidas as razões que originam os desvios entre a previsão do modelo de cálculo e a realidade da construção, são possíveis ações de correção da estrutura na fase construtiva de consola, nomeadamente de três tipos [5]:

- i. Alteração das forças nos tirantes já instalados, para acerto da geometria do tabuleiro e das torres. Esta ação tem limitações dado que os tirantes já instalados com um determinado número de cordões não podem em geral sofrer grandes variações da força instalada, a qual por outro lado, pode provocar a introdução de importantes momentos fletores no tabuleiro e nas torres;
- ii. Revisão das forças de instalação dos tirantes ainda por montar. Esta medida, em conjunto com a anterior, pode produzir importantes correções de geometria do tabuleiro e das torres, devendo ser avaliada cuidadosamente por intermédio de modelos de cálculo, dado que certamente irá originar a alteração do equilíbrio entre as forças dos tirantes e as cargas permanentes do tabuleiro, na configuração final da estrutura e no horizonte de projeto;
- iii. Revisão da geometria de montagem de novos segmentos do tabuleiro. Trata-se de uma alteração que por vezes é muito difícil de realizar, em especial se previamente já tiverem sido executados grande parte dos segmentos do tabuleiro; no entanto, em tabuleiros betonados in-situ, esta opção pode ser executada.

O processo de construção de tabuleiros de pontes atirantadas pelo método dos avanços sucessivos apresenta várias questões a ter em consideração. Estão sujeitas a grandes esforços como a carga do carro de avanço, equipamentos móveis de apoio à construção e a carga do betão durante a fase de betonagem. O tabuleiro por vezes é projetado com robustez acrescida para fazer face aos momentos de flexão elevados que lhe são introduzidos. A fase mais crítica da construção por avanços sucessivos ocorre no final da betonagem da aduela em execução, resulta na introdução de elevados esforços de flexão no tabuleiro e elevadas tensões nos tirantes. Para além dos elevados momentos fletores, surgem em certas zonas da consola elevados esforços de tração os quais são por norma anulados com a colocação de pré-esforço longitudinal provisório.

Nas primeiras pontes atirantadas, os tirantes eram ancorados quando o betão ganhava resistência suficiente para em segurança ser executada a ancoragem e o tensionamento. A montagem dos tirantes era feita por fases á medida que a estrutura era carregada.

A experiência dos projetistas e dos construtores levou a que fossem formuladas e aplicadas algumas técnicas para minimizar os efeitos referidos anteriormente, esforços de flexão e tensões de tração elevadas. As várias técnicas conhecidas são as seguintes:

- i. Evolução do atirantamento, redução na distância entre ancoragens dos tirantes no tabuleiro. Com esta técnica reduziram-se os esforços, passou-se a dimensionar as secções transversais mais esbeltas;
- ii. Alterações efetuadas ao equipamento de avanço, permitiram que os tirantes fossem ancorados provisoriamente ao carro de avanço, auxiliando a fase construtiva. Posteriormente os tirantes eram transferidos para o tabuleiro quando adquirir-se resistência suficiente;
- iii. Betonagem das zonas de ancoragem da aduela, após a zona de ancoragens terem resistência suficiente era colocado os tirantes. Posteriormente, procedia-se ao avanço do carro para a aduela em construção finalizando com a restante betonagem;
- iv. Na ponte Pereira dos Quebrados, Colômbia, foi usada uma técnica que consistiu no uso de contrapesos para permitir que os tirantes estivessem com um grau de tensão aceitável, até a execução da betonagem da aduela [20];
- v. Uma nova técnica, recente, com provas dadas em cimbres autolanzáveis, consiste numa ancoragem ativa nos tirantes. Nesta técnica o carro de avanço tem instalado macacos de tensionamento. Através de um sistema de controlo de macacos de tensionamento, acoplado ao carro de avanço, permite o tensionamento dos tirantes em função da solicitação com incrementos de carga que limitam os deslocamentos verticais. O tirante é ativo durante a fase construtiva, passa a definitivo quando se procede ao avanço do carro para executar nova aduela. O tensionamento é feito de forma automática e independente de operadores, os deslocamentos verticais são controlados evitando esforços excessivos no tabuleiro [18].

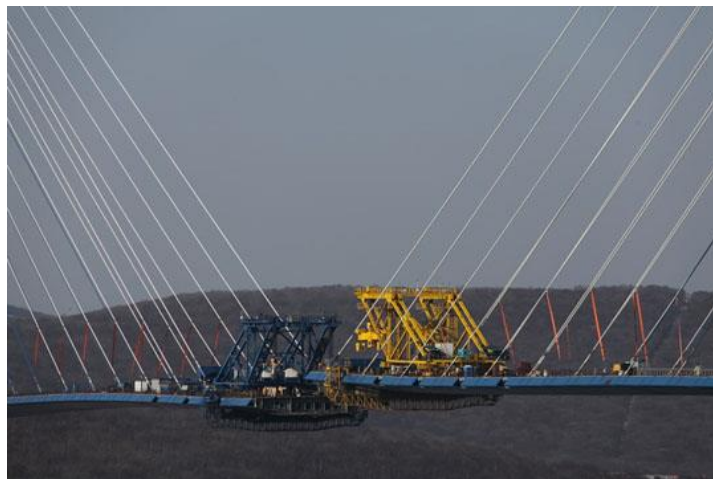


Figura 2.55 - Russky Island, Rússia, desvio na geometria durante a construção [4]

Actualmente os procedimentos para detetar desvios da geometria durante a construção incluem uma contínua monitorização da geometria do tabuleiro e das torres, assim como um controlo das forças e temperaturas nos tirantes, durante todas as fases da construção [8].

2.4.2. SISTEMAS DE CONTROLO DE ESTRUTURAS

Nos últimos anos tem sido dada especial atenção ao estudo e desenvolvimento de sistemas adequados ao controlo de estruturas, esse estudo tem-se focado essencialmente no controlo das solicitações dinâmicas em estruturas de edifícios e pontes, sujeitas a ações sísmicas e ação do vento (Figura 2.56).

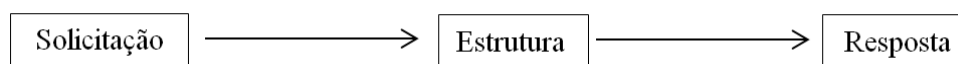


Figura 2.56 - Estrutura convencional (adaptado [19])

Os sistemas de controlo, há vários anos aplicados noutras áreas da engenharia, são alvo de uma reação conservadora por parte da engenharia civil. Para além deste aspeto, existem três dificuldades fundamentais que tem levado ao atraso no desenvolvimento e aplicação destes sistemas nas estruturas de engenharia civil: a complexidade dos circuitos de controlo, a incompatibilidade técnica de realizar grandes forças com elevadas frequências, e o elevado custo [18].

A contínua evolução dos materiais, dos meios de cálculo e dos processos construtivos, tem proporcionado estruturas cada vez mais leves, maiores vãos e maior esbelteza dos elementos estruturais. Aliada à contínua evolução dos meios tecnológicos, nomeadamente dos meios mecânicos, electrónicos e informáticos, tem esta evolução contínua vindo a promover de uma forma crescente o interesse nestes sistemas de estruturas [18].

São quatro os sistemas de controlo de estruturas:

- i. Sistemas de controlo passivo;
- ii. Sistemas de controlo ativo;
- iii. Sistemas de controlo semi-ativo;
- iv. Sistemas híbrido.

Sistemas de controlo passivo (Figura 2.57), são dispositivos externos às estruturas para absorver energia contida em eventuais solicitações, estes sistemas não necessitam de energia exterior, actuam à custa de energia fornecida pela estrutura durante as solicitações [19].

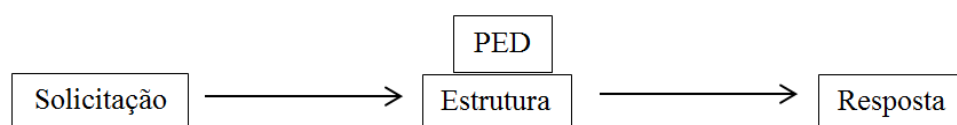


Figura 2.57 - Estrutura com sistema passivo de dissipação de energia PED (Passive Energy Dissipation) (adaptado [19])

Sistemas de controlo ativo (Figura 2.58), são sistemas que utilizam em tempo útil a resposta medida na estrutura para calcular um conjunto de forças de controlo que se aplicam à mesma por meio de dispositivos mecânicos atuadores, com o objetivo de reduzir a resposta da estrutura ou de ajustar a trajetória previamente definida [19].

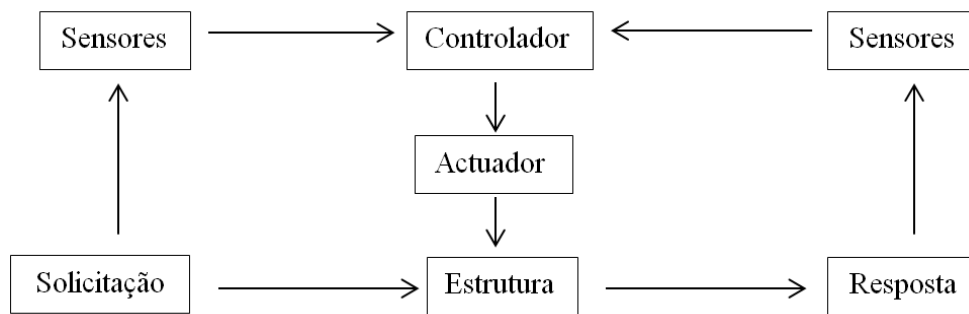


Figura 2.58 - Estrutura com sistema ativo de dissipação de energia (adaptado [19])

Sistemas de controlo semi-ativo (Figura 2.59), estes sistemas de controlo são um caso particular de sistemas de controlo ativo, nos quais apenas algumas funções são asseguradas por alimentação energética exterior [19].

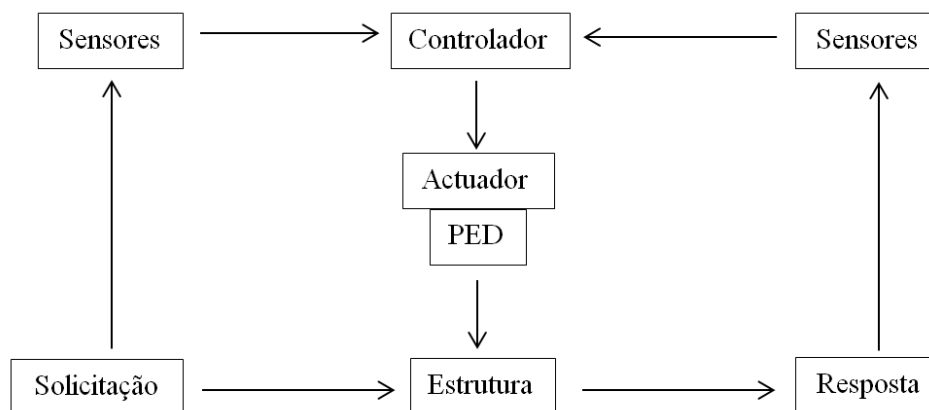


Figura 2.59 - Sistema de controlo semi-ativo (adaptado [19])

Sistemas híbridos (Figura 2.60), são soluções mistas que recorrem simultaneamente a dois ou mais sistemas anteriormente apresentados, procuram tirar partido das propriedades específicas de cada um.

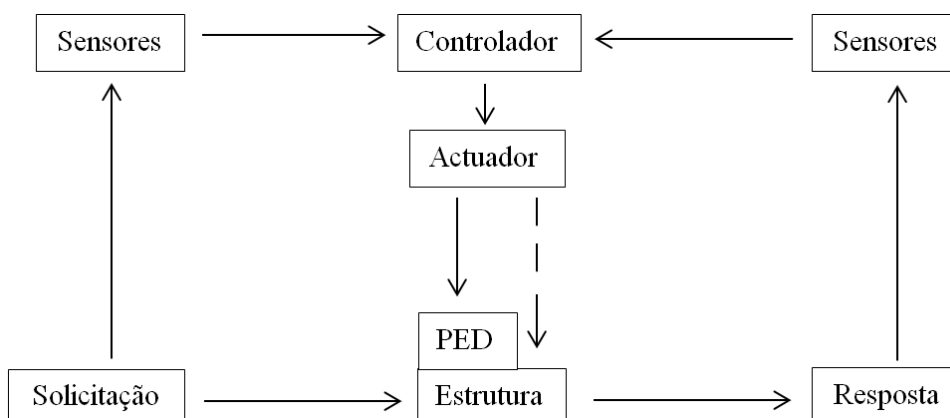


Figura 2.60 - Sistema de controlo híbrido (adaptado [19])

2.4.3. SISTEMA DE CONTROLO OPS, (OPS-ORGANIC PRE-STRESSED SYSTEM)

O sistema de controlo ativo, OPS, na fase construtiva, tem sido aplicado nos cimbres autolanzáveis na construção de pontes pelo método de construção tramo a tramo. Desta forma, os cimbres autolanzáveis, a estrutura de apoio à cofragem do tabuleiro torna-se ativa (inteligente) ficando com capacidade de responder às solicitações, ativando em tempo útil a resposta.

Vários estudos têm sido efetuados sobre a aplicação e desenvolvimento de atuadores ativos em tirantes. O objetivo destes estudos tem sido focados na aplicação dos atuadores ativos em tirantes para o controlo de vibração, para isso os estudos tem assentado:

- i. Desenvolvimento de software capaz de analisar o comportamento de estruturas suportadas por cabos;
- ii. Desenvolvimento de atuadores adequados;
- iii. Passar do desenvolvimento de modelos de análise reduzidos para estruturas existentes.

Os sistemas de controlo ativo são aplicados nos cimbres auto lanzáveis aos cabos exteriores de pré-esforço. Este sistema tem como fundamento o pré-esforço orgânico (OPS-Organic Pre-stressed System), baseado em soluções existentes na natureza com aplicação na engenharia estrutural. Este sistema teve a origem numa investigação elaborada pelo professor Pedro Pacheco em conjunto com investigadores da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Esta solução permite compensar as forças que solicitam a estrutura metálica do cembre auto lanzável, principalmente durante a fase de betonagem. Este sistema baseia-se no funcionamento do músculo humano, quando sujeito a uma solicitação reage de forma autónoma e em tempo útil [18].

Um músculo é um elemento estrutural com uma rigidez variável. A mudança de rigidez é alcançada por meio de abastecimento energético. Portanto, um músculo (um sistema efetor) (Figura 2.61) pode ser considerado um elemento estrutural com a capacidade de alterar a força de uma estrutura convenientemente e melhorar o seu desempenho sem introduzir massa no sistema. Através da aplicação do OPS é possível otimizar a estrutura como tratar-se de um músculo artificial [18].

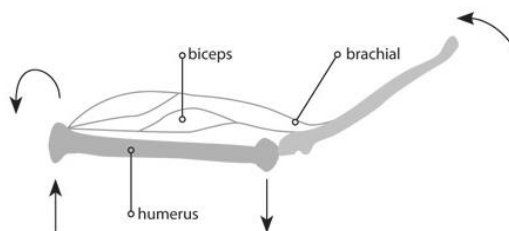


Figura 2.61 - Sistema mecânico de um músculo (adaptado [20])

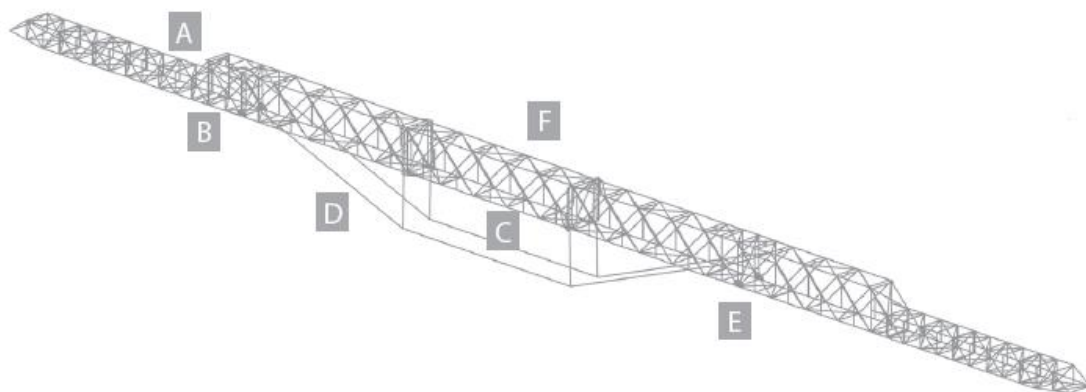
O OPS é um sistema de pré-esforço no qual a tensão aplicada é ajustada automaticamente às cargas atuantes, através de um sistema de controlo que permite a redução de deformações e minimização de tensões no cembre auto lanzável.

O OPS permite a conceção de estruturas mais leves, com os mesmos materiais estruturais. A estrutura é muito leve, mais segura e mais fácil de transportar. Este sistema, pioneiro no mundo e desenvolvido pela empresa BERD, consiste em dotar a estrutura metálica de um sistema de cabos cuja tensão varia automaticamente em função das cargas externas a que são submetidos durante o processo de construção, algumas das vantagens são:

- i. Reduções da deformação de meio vão em cerca de 90%, face aos cimbres tradicionais;

- ii. Aumento da capacidade de carga e de segurança devido à constante monitorização;
- iii. Maior versatilidade devido à capacidade de adaptação aos diferentes vãos;
- iv. Redução dos custos para a generalidade das estruturas na ordem dos 20%;
- v. Este sistema já com aplicação conhecida a cimbres autolanzáveis permite a construção de vãos na ordem dos 90m, cerca de 20% superiores aos cimbres normais, ainda de forma económica e competitiva face a outros processos construtivos, permitindo um controlo de deformações mais eficaz.

Na construção tramo a tramo com cimbra autolanzável com aplicação de pré-esforço orgânico, este funciona como um sistema interno ao cimbra de cofragem, a ancoragem passiva e a ancoragem ativa (orgânica) é parte integrante do próprio cimbra (Figura 2.62).



A – Actuador e quadro eléctrico

B – Ancoragem orgânica

C – Sensores

D – Cabos não aderentes

E – Ancoragem passiva

F – Estrutura

Figura 2.62 - Cimbra auto lanzável com OPS (pré-esforço orgânico, fonte [21])

Nas pontes atirantadas, geralmente, há dois esquemas diferentes para os cabos de apoio ao carro de avanço:

- i. O cabo que suporta o carro de avanço é definitivo;
- ii. O cabo que suporta o carro de avanço é um cabo específico provisório.

Quando o cabo de apoio do carro de avanço é colocado como definitivo, o cabo é fixado ao carro de avanço no local onde está instalado o macaco de tensionamento, depois da betonagem o macaco de tensionamento liberta o tirante que fica definitivo na aduela. O tensionamento é feito por incrementos de força respondendo à solicitação. No fim da construção da aduela o tirante fica com o tensionamento para o final da ponte com a ação de todas as cargas permanentes aplicadas.

Nas aplicações tradicionais, quando o cabo de apoio ao carro de avanço é provisório este é tensionado por etapas. O sucesso desta operação depende completamente dos operadores, o risco desta operação manual é bem conhecido na construção. Além disso, o tabuleiro precisa ser projetado para os esforços introduzidos pelo carro de avanço entre as fases de construção.

A aplicação de OPS ao cabo de apoio do carro de avanço permite um controlo contínuo da deformação do carro e uma operação mais segura através da monitorização contínua da estrutura e independência dos operadores.

O sistema OPS resolve o problema da deformação do cabo por aumento automático do comprimento entre fixações de cabos por meio de um atuador de acordo com um sistema de controlo baseado em sensores, distribuídos ao longo da estrutura.

De acordo com cada aplicação específica e requisitos estabelecidos o sistema de monitorização pode monitorar diferentes grandezas relevantes da estrutura (deslocamentos verticais, temperaturas e alongamentos).

As principais vantagens da aplicação do OPS sobre cabos de apoio ao carro de avanço são:

- i. Compensação automática e contínua de deformação do cabo de apoio ao carro de avanço;
- ii. Compensação da deformação do carro de avanço;
- iii. A monitorização contínua das variáveis principais da estrutura;
- iv. Uma operação simples, rápida e confiável.

3

CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS E DEFINIÇÃO DE AÇÕES

3.1. BETÃO

3.1.1. INTRODUÇÃO

O betão é um material que experimenta deformações com o tempo. A retração é uma deformação do betão com o tempo sem carga exterior. A fluência é a deformação com o tempo de um betão carregado. Ambos os conceitos são consequências de um fenómeno único, a resposta que representam os distintos componentes do betão à pressão interior e ao equilíbrio hidráulico entre o betão e o meio ambiente. Entre estes componentes, a água, nos vários estados em que se encontra depois do Processo de cura, atua com carácter principal [7].

Como consequência destas deformações, as secções transversais das pontes sofrem tensões e deformações. Pelo que este processo de deformação é duplamente hiperestático. Por um lado, a deformação de fluência e retração opõe-se à presença de armadura passiva e de pré-esforço, estabelecendo-se entre o betão e o aço um intercâmbio de tensões que trazem como consequência a perda de pré-esforço [7].

Nas pontes atirantadas com pilares, torres e tabuleiro em betão armado pré-esforçado, verificam-se efeitos diferidos resultantes da evolução das propriedades mecânicas do betão, ao longo do tempo. Esta evolução origina a modificação das distribuições de esforços internos na estrutura, e das forças instaladas nos tirantes e provoca designadamente, ao longo da vida da estrutura, o aumento das deformações horizontais do tabuleiro e horizontais e verticais das torres. Torna-se assim indispensável conhecer as consequências dos efeitos diferidos do betão, para determinação da geometria de construção do tabuleiro e das torres, e para fixação das forças a instalar nos tirantes [8].

Nas pontes de tirantes construídas pelo processo dos avanços sucessivos é normal que os tabuleiros tenham betões com idades diferentes, por vezes, o carregamento é feito também em tempos diferentes e as ligações externas podem também mudar ao longo do processo construtivo [7].

3.1.2. MATURAÇÃO DO BETÃO

A resistência do betão e o seu módulo de elasticidade aumentam ao longo do tempo. Este fenómeno é influenciado pelo tipo de cimento utilizado, temperatura ambiente e condições de cura do betão. Correspondo a uma redução da componente elástica de deformação do betão.

A relação elástica tensão deformação, tendo em conta a idade do material, é estimada pela expressão (3.1):

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \quad (3.1)$$

em que,

- $\varepsilon_c(t)$ - Extensão mecânica desenvolvida no instante t;
- $\sigma_c(t)$ - Tensão aplicada no instante t;
- E_{cm} - Módulo de elasticidade do betão no instante t;
- $3 < t \leq 28$ - Domínio de aplicação da expressão, com t em dias.

Então, de acordo com o EC2 – 1 (CEN, 2010) a tensão de rotura à compressão ao longo do tempo pode ser estimada pelas expressões (3.2) e (3.3):

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3.2)$$

com,

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left[S \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right]} \quad (3.3)$$

em que,

- $f_{cm}(t)$ - Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão à idade t dias;
- f_{cm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão as 28 dias de idade;
- $\beta_{cc}(t)$ - Coeficiente que depende da idade t do betão;
- t - Idade do betão em dias, ajustada caso a temperatura seja diferente de 20°C;
- S - Coeficiente que depende do tipo de cimento, conforme Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Coeficientes

TIPO DE CIMENTO	S
(CEM 42.5 R; CEM 52.5 N,CEM 52.5R) (classe R)	0.20
(CEM 32.5 R; CEM 42.5 N) (classe N)	0.25
(CEM 32.5 N) (classe S)	0.38

A evolução com o tempo da resistência à tração é fortemente influenciada pelas condições de cura e secagem assim como pelas dimensões dos elementos estruturais. A resistência à tração é dada pela expressão (3.4):

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \times f_{ctm} \quad (3.4)$$

em que,

- $f_{ctm}(t)$ - Valor médio da tensão de rotura do betão à tração à idade t dias;
- f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tração as 28 dias de idade;
- $\beta_{cc}(t)$ - Coeficiente que depende da idade t do betão;
- α - Coeficiente variável com a idade do betão, conforme Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Coeficiente α

Idade (dias)	α
$t > 28$	0.20
$t \leq 28$	0.25

O módulo de elasticidade pode então ser estimado pela expressão (3.5):

$$\varepsilon_m(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \times E_{cm} \quad (3.5)$$

em que,

- $f_{cm}(t)$ Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão à idade t dias;
- f_{cm} Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão as 28 dias de idade;
- E_{cm} Módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias de idade.

3.1.3. RETRAÇÃO

A retração é um fenómeno diferido característico do betão, pode ser dividida em duas componentes, retração por secagem e retração autogénea (3.6).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} \quad (3.6)$$

em que,

- ε_{cs} - Extensão total de retração
- ε_{ca} - Extensão de retração autogénea
- ε_{cd} - Extensão de retração por secagem

A retração autogénea é uma ação de curta duração que se inicia logo após a betonagem, deriva do processo de endurecimento do betão, corresponde a uma hidratação contínua do betão após a presa. Desenvolve fundamentalmente nos primeiros dias após a betonagem. A evolução da extensão devida à retração autogénea com o tempo vem dada pela expressão (3.7):

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.7)$$

com,

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (3.8)$$

em que,

- f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão em MPa;
- $\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \times t^{0,5}}$ (3.9)

com,

- t - Tempo em dias.

A retração por secagem, é uma ação de longa duração, corresponde a uma progressiva evaporação da água existente no betão durante a vida da estrutura. Resulta da migração da água através do betão endurecido em direção ao meio ambiente e é função das dimensões das faces expostas da peça, do grau

de humidade do local onde se insere a estrutura e da idade do betão descofrado e da superfície exposta. A evolução da extensão de retração com o tempo processa-se de forma muito lenta e vem dada pela expressão (3.10):

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} \quad (3.10)$$

em que,

- k_h - Coeficiente que depende da espessura equivalente, h_0 de acordo com a Tabela 3.3;
- $\beta_{ds}(t, t_s)$ - Definido na expressão (3.11);
- $\varepsilon_{cd,0}$ - Definido na expressão (3.13).

Tabela 3.3 - Valores de k_h

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
>500	0.70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \times \sqrt{h_0}^3} \quad (3.11)$$

em que,

- t - Idade do betão na data considerada, em dias;
- t_s - Idade do betão, em dias, no início da retração do betão por secagem. Normalmente corresponde à idade de descofragem;
- h_0 - Definido na expressão seguinte;
- $h_0 = \frac{2 \times A_c}{u}$ (3.12)

com,

- A_c - Área da secção transversal de betão em mm^2 ;
- u - Perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem em mm.

A extensão de retração por secagem de referência, $\varepsilon_{cd,0}$ é calculada pela expressão (3.13):

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times e^{\left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} \quad (3.13)$$

com,

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (3.14)$$

em que,

- f_{cm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em MPa;
- f_{cm0} - 10MPa;
- α_{ds1} - Coeficiente que depende do tipo de cimento, Tabela 3.4;
- α_{ds2} - Coeficiente que depende do tipo de cimento, Tabela 3.4;
- RH - Humidade relativa ambiente (%);
- RH_0 - 100%.

Tabela 3.4 - Cimentos

Tipo de cimento	α_{ds1}	α_{ds2}
(CEM 42.5 R; CEM 52.5 N,CEM 52.5R) (classe R)	6	0.11
(CEM 32.5 R; CEM 42.5 N) (classe N)	4	0.12
(CEM 32.5 N) (classe S)	3	0.13

3.1.4. FLUÊNCIA

A fluência é um fenómeno diferido que consiste na deformação contínua do betão devida à aplicação de uma força de compressão que se mantém ao longo do tempo, manifesta-se através de um aumento progressivo da deformação para valores constantes de tensão aplicados na peça.

A fluência é uma ação de longa duração. Este efeito é influenciado pela duração do carregamento, pelo nível de tensão a que o elemento está submetido e pela idade do betão no momento de aplicação do carregamento. O efeito da fluência pode ser quantificado através de uma redução de área resistente do betão, ou então, através da majoração com um coeficiente de homogeneização. O coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$ é calculada a partir da expressão (3.15):

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) \quad (3.15)$$

com,

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) \quad (3.16)$$

Influenciado pela humidade relativa do ar expresso pelo fator φ_{RH} :

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}}, \quad f_{cm} \leq 35MPa \quad (3.17)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{RH / 100}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2, \quad f_{cm} > 35MPa \quad (3.18)$$

em que,

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} \quad (3.19)$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (3.20)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (3.21)$$

Nas expressões anteriores,

- $\varphi(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência em função da idade t ;
- φ_0 - Coeficiente nominal de fluência;
- $\beta_c(t, t_0)$ - Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento;
- RH - Humidade relativa do meio ambiente em %;
- h_0 - Espessura equivalente da peça em mm;
- A_c - Área da secção transversal do elemento em mm^2 ;
- u - Parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente em mm;
- f_{cm} - Tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade em MPa;
- α_1 e α_2 - Coeficientes que tem em conta a influencia da resistência do betão.

Dependendo ainda da resistência do betão à compressão aos 28 dias através do parâmetro $\beta(f_{cm})$:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.22)$$

Da idade do betão na data do carregamento, considerada através do parâmetro $\beta(t_0)$:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (3.23)$$

A evolução da fluência no tempo, após o carregamento, pode ser calculado por:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(B_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (3.24)$$

com,

$$B_H = 1,5 \times \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] \times h_0 + 250 \leq 1500, \quad f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (3.25)$$

$$B_H = 1,5 \times \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] \times h_0 + 250 \times \alpha_3 \leq 1500 \times \alpha_3, \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (3.26)$$

em que,

- $\beta_c(t, t_0)$ - Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento;
- t - Idade do betão, em dias, na data considerada;
- t_0 - Idade do betão, em dias, à data do carregamento;
- $t - t_0$ - Duração não corrigida do carregamento, em dias;
- B_H - Coeficiente que tem em conta a influência da humidade relativa do ar e da espessura equivalente da peça.

O Coeficiente α_3 , que tem em conta a influencia da resistência do betão, é definido por (3.27):

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (3.27)$$

A correção da idade do betão à data do carregamento t_0 , para ter em conta a influência do tipo de cimento e da temperatura na maturação do betão, pode ser efectuada com a expressão (3.28):

$$t_0 = t_{0,T} \times \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (3.28)$$

em que,

- $t_{0,T}$ - Idade do betão à data do carregamento, em dias, corrigida em função da temperatura;
- α - Expoente função do tipo de cimento de acordo com a Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Expoente de função

Tipo de cimento	α
(CEM 42.5 R; CEM 52.5 N; CEM 52.5R) (classe R)	1
(CEM 32.5 R; CEM 42.5 N) (classe N)	0
(CEM 32.5 N) (classe S)	-1

A influência de temperaturas elevadas ou baixas, no intervalo de 0°C a 80°C, na maturidade do betão poderá ainda ser tida em consideração através da correção da idade do betão de acordo com (3.29):

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-4000[273+T(\Delta t_i)-13,65]} \times \Delta t_i \quad (3.29)$$

em que,

- t_T - Idade do betão, em dias, corrigida em função da temperatura, que substitui t nas expressões correspondentes;
- $T(\Delta t_i)$ - Temperatura em °C durante o intervalo Δt_i ;
- Δt_i - Número de dias em que se mantém a temperatura T .

Nos casos em que a tensão de compressão do betão na idade t_0 excede o valor de $0.45 f_{ck}$ durante o intervalo (t_0) , deverá ser considerada a não linearidade da fluência através da expressão (3.30):

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \times e^{1,5(k_\sigma - 0,45)} \quad (3.30)$$

3.2. Aço

3.2.1. RELAXAÇÃO E FADIGA

A relaxação do aço pode ser definida como a redução da tensão aplicada nos cabos quando estão ancorados e mantidos com comprimento constante. Os principais fatores que influenciam na perda por relaxação do aço são: o tipo de aço devido a sua fabricação, tratamento térmico, tensão em que o aço é ancorado e a temperatura ambiente. A temperatura exerce uma grande influência sobre o valor de relaxação, para uma temperatura de 40°C o valor da perda pode atingir aproximadamente o dobro quando comparada a uma temperatura de 20°C.

A relaxação resulta de uma perda de tensão que se produz no aço ao longo do tempo, para um nível de deformação, aproximadamente, constante [22].

A perda de tensão por relaxação é função do nível de tensão inicialmente introduzido na armadura sendo maior quanto mais elevada for a tensão que se instala. Os aços de pré-esforço que compõem os cordões correntemente utilizados na constituição dos tirantes de pontes de tirantes são classificados como possuindo baixa relaxação [22].

Para obter a perda de tensão por relaxação do aço, o modelo utilizado é o referido no Eurocódigo 2 [23], pela expressão (3.31):

$$\Delta\sigma_{pr} = 0.66 \times 2.5 \times e^{9.1 \times u} \times \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75 \times (1-u)} \times 10^{-5} \times \sigma_p \quad (3.31)$$

em que,

- $\Delta\sigma_{pr}$ - Valor absoluto das perdas de pré-esforço devidas à relaxação;
- σ_p - Tensão inicial na armadura de pré-esforço para a combinação quase permanente de ações;
- t - Tempo em horas, após a aplicação do pré-esforço;
- $u = \frac{\sigma_p}{f_{PK}}$, em que f_{PK} é o valor característico da resistência à tração do aço de pré-esforço.

A fadiga do aço dos tirantes define-se como a diminuição da sua resistência mecânica em consequência de ciclos de carga e descarga, ainda pode ser definida como a amplitude de tensão que este material suporta. As cargas de fadiga podem ser ocasionadas por ações da circulação do tráfego, pela ação do vento, sismos ou outro tipo de ação com carácter variável.

3.3. DEFINIÇÃO DE AÇÕES E DE CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL EM FASE CONSTRUTIVA

3.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este trabalho fundamentou-se nas Normas Europeias para a quantificação das ações, pelo motivo de ser estas as que futuramente vão regulamentar a construção de pontes. Os Eurocódigos utilizados foram:

- i. Eurocódigo 0 – Bases para o projeto;
- ii. Eurocódigo 1 – Ações em estruturas;
- iii. Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão.

3.3.2. AÇÕES

As ações a considerar no projeto de pontes são, de acordo com os regulamentos em vigor, de três tipos:

- i. Ações permanentes;
- ii. Ações variáveis;
- iii. Ações de acidente.

Estas ações devem ser quantificadas a partir dos seus valores característicos para as duas fases da obra:

- i. Fase construtiva;
- ii. Fase de utilização.

De entre todas as ações que solicitam uma ponte atirantada, torna-se necessário separar de forma clara, desde logo, o peso próprio das restantes ações que solicitam a estrutura. Isto por uma razão, a construção de uma ponte atirantada faz-se normalmente por fases. O peso próprio é a ação mais importante neste tipo de estrutura de médio e grande vão, está ligada ao processo construtivo. No processo construtivo por avanços sucessivos o sistema estrutural evolui no tempo e no espaço [7]

As outras ações que solicitam estas estruturas são as ações variáveis, sobrecarga de utilização (sobrecarga de tráfego), que atuam sobre a estrutura terminada, atuam com a estrutura em serviço, a temperatura média, fluência, retração, vento e sismo, atuam tanto com a estrutura em construção como em serviço [7].

O Eurocódigo 1 parte 2 [24], define os modelos que simulam as ações verticais provocadas pela sobrecarga rodoviária. Os modelos dividem-se em dois grupos. O primeiro grupo é destinado à determinação dos efeitos do tráfego rodoviário relacionado com estados limites últimos, ELU, e para as verificações dos estados limites em serviço, ELS. O segundo grupo define a verificação aos estados limites de fadiga, efeito relevante em pontes de tirantes pela alteração da tensão nos tirantes, provocada pela sobrecarga rodoviária.

No primeiro grupo são definidos quatro modelos de carga diferentes:

- i. Modelo de carga n.º1 (LM1), composto por cargas concentradas e uniformemente distribuídas, que cobrem a maior parte dos efeitos do tráfego de camiões (transito pesado) e carros (transito ligeiro), modelo usado para verificações locais e globais;
- ii. Modelo de carga n.º2 (LM2), composto por uma única carga por eixo em áreas específicas de contacto dos pneus, que cobrem os efeitos de trânsito em algumas componentes da estrutura;
- iii. Modelo de carga n.º3 (LM3), veículos especiais, que representam veículos pouco usuais, que não cumpram com os regulamentos nacionais sobre o peso e a dimensão dos veículos, que devem ser consideradas apenas em situação transitória de projeto quando solicitado. A geometria e as cargas por eixo dos veículos especiais a serem considerados são designadas pelo dono de obra;
- iv. Modelo de carga n.º4 (LM4), carga de multidão.

O Eurocódigo 1 parte 2 [24], define no segundo grupo cinco modelos de carga (casos de carga) para as verificações à fadiga “Fatigue Load Models” que são escolhidos para avaliar os fenómenos de fadiga consoante o tipo de ponte em causa.

Os modelos de carga para verificação à fadiga 1, 2 e 3 são utilizados para determinar as tensões resultantes das possíveis disposições de carga na ponte.

Os modelos de carga para verificação à fadiga 4 e 5 são utilizados para determinar a tensão resultante da passagem de veículos pesados na ponte.

O modelo de carga FLM1, (Fatigue Load Model 1) tem a configuração de um modelo de carga 1, é conservativo e cobre os efeitos em várias “lanes” simultaneamente.

O modelo de carga FLM2, (Fatigue Load Model 2) é constituído por um conjunto de camiões, chamados camiões “frequentes”, fornece melhores resultados que o “Fatigue Load Model 1”, dado que consegue avaliar os efeitos com maior pormenor.

O modelo de carga FLM3, (Fatigue Load Model 3) é composto por quatro eixos, cada um deles com duas rodas idênticas. A geometria é mostrada na Figura 3.1. O peso de cada eixo é igual a 120 kN, a superfície de contacto de cada roda é um quadrado de lado 0.40m. Normalmente utilizado para verificações através de métodos mais simplificados, este modelo é o mais utilizado.

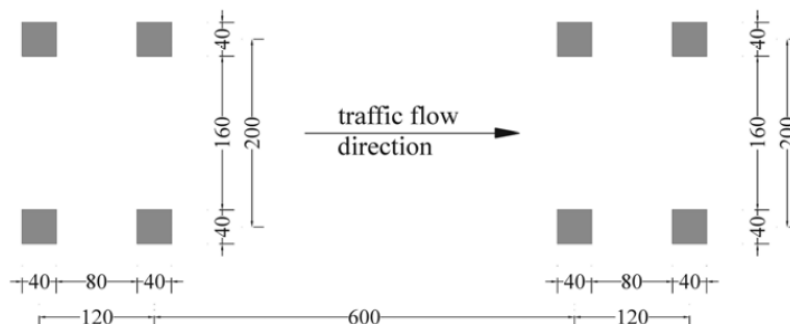


Figura 3.1 - Geometria das sobrecargas rodoviárias, modelo de carga FLM3 [24]

O modelo de carga FLM4, (Fatigue Load Model 4) consiste em conjuntos de camiões padrão que, juntos, produzem efeitos equivalentes aos de tráfego normal.

O modelo de carga FLM5, (Fatigue Load Model 5) consiste na aplicação direta de dados de tráfego registados, utiliza informação sobre tráfego específico da ponte que se está a dimensionar.

Os efeitos diferidos como a retração, fluência do betão, a relaxação das armaduras de pré-esforço, e os efeitos devidos a variações de temperatura devem ser levados em conta, particularmente durante a construção quando se tem betões com idades diferentes. Estes efeitos durante a construção coincidem com a colocação do pré-esforço, o controle geométrico depende precisamente do ajustamento das forças de tração nos cabos e estas são influenciadas pelos efeitos indicados [1].

Os efeitos diferidos durante a fase construtiva introduzem acréscimos consideráveis de deformações verticais do tabuleiro. Na fase de serviço estes efeitos traduzem-se no encurtamento da laje do tabuleiro.

Durante a fase construtiva ocorrem ações provisórias que devem ser consideradas no projeto. Nesse sentido, no cálculo devem ser consideradas as ações das cargas passíveis de ocorrer durante o período da construção, nomeadamente aquelas devidas ao peso de equipamentos e estruturas auxiliares de montagem e de lançamento de elementos estruturais e os seus efeitos em cada fase construtiva. Estas cargas devem ser consideradas na estrutura com o esquema estático. Os carros de avanço têm influência grave sobre os momentos máximos de flexão nos segmentos anteriormente construídos. A fim de realizar uma análise de fase de construção fiável, é importante dispor de informações exatas sobre o peso dos equipamentos e também para assumir valores razoáveis para a carga adicional de construção. A influência destas cargas não deve ser subestimada, pode levar a grandes desvios de geometria e a alterações no processo construtivo projetado. A Tabela 3.6 classifica as ações previstas durante a construção, a origem, a variação no tempo e no espaço e a natureza dinâmica ou estática.

Tabela 3.6 – Classificação das ações de construção

Ação	Classificação			
	Variação no tempo	Origem	Variação no espaço	Natureza (estática/dinâmica)
Pessoal e ferramentas manuais	Variável	Direta	Livre	Estática
Armazenamento móvel	Variável	Direta	Livre	Estática/dinâmica
Equipamento não permanente	Variável	Direta	Livre/fixa	Estática/dinâmica
Máquinas e equipamentos móveis pesados	Variável	Direta	Livre	Estática/dinâmica
Acumulação de materiais residuais	Variável	Direta	Livre	Estática/dinâmica
Cargas de elementos temporários	Variável	Direta	Livre	Estática

As ações térmicas representam os efeitos das variações da temperatura, são considerados dois tipos de variação de temperatura, uniforme e diferenciais. As variações uniformes são variações anuais da temperatura ambiente, processam-se com lentidão, supõem-se uma variação térmica uniforme em toda a estrutura. As variações diferenciais correspondem as variações bruscas de temperatura ambiente, sendo estas variações diárias, originando gradientes térmicos na estrutura.

As ações acidentais a considerar neste tipo de obras depende bastante da sua localização, têm pouca probabilidade de ocorrer durante a vida útil duma ponte. Esta ação pode surgir tanto em fase de construção como em fase de utilização. Durante a fase de construção elas podem ter a origem em fenómenos como o impacto de veículos de construção, guindastes, equipamentos de construção ou materiais em movimento, ou falha nos suportes temporários ou finais, incluindo os efeitos dinâmicos, podendo resultar no colapso dos elementos estruturais. Durante a fase de utilização podem ser originadas por explosões, choques de veículos ou embarcações e incêndios.

As ações acidentais, por vezes, de difícil quantificação, não deve ser considerada como ação explícita pois tornaria a obra demasiado onerosa, sendo preferível a sua consideração indireta na conceção da solução da obra ou na utilização de dispositivos de proteção adequados de modo a evitar ou reduzir a probabilidade de tais ações ocorrerem na estrutura [25].

3.3.3. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

As combinações de ações para os Estados Limites Últimos, e Estados Limites de Serviço são as constantes na Tabela 3.7:

Tabela 3.7 – Combinações de ações

Combinação	Expressão
Fundamental	$\sum \gamma_g \times G_{Ki} + \gamma_p \times P + \gamma_q \times Q_{K1} + \sum \gamma_q \times \psi_{0i} \times Q_{Ki}$
Característica	$\sum G_{Ki} + (P) + Q_{K1} + \sum \psi_{0i} \times Q_{Ki}$
Quase permanente	$\sum G_{Ki} + (P) + \sum \psi_{2i} \times Q_{Ki}$
Frequente	$\sum G_{Ki} + (P) + \psi_1 \times Q_{K1} + \sum \psi_{2i} \times Q_{Ki}$

em que,

- G_K - Ação permanente;
- Q_K - Ação variável;
- γ_G - Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes;
- γ_{Q_1} - Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal;
- γ_{Q_i} - Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento;
- Ψ_{p1} - Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal;
- Ψ_{ai} - Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento.

3.3.4. LIMITES REGULAMENTARES EM FASE CONSTRUTIVA

Durante o faseamento construtivo a análise das tensões nos elementos estruturais de betão, é de elevada importância de modo a verificar se o elemento estrutural se encontra a com níveis de tensão de acordo com o projetado, e dessa forma avaliar se em alguma secção dos elementos estruturais são ou não atingidos os limites de rotura.

A tensão máxima de compressão no betão deve ser limitada a fim de evitar a formação de fendas longitudinais e a evolução de micro-fendilhação.

Neste trabalho considera-se que limitação da tensão instalada no betão em fase construtiva é dada pela expressão (3.32):

$$\sigma_{c,c} \leq 0.6 \times f_{ck}(t) \text{ - Combinação característica de ações} \quad (3.32)$$

em que,

- $f_{ck}(t)$ Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos t dias;
- $\sigma_{c,c}$ Tensão de compressão no betão na combinação característica.

Neste trabalho considera-se que limitação da tensão instalada nos tirantes em fase de construção é dada pela expressão (3.33):

$$f_K \leq f_{ELS} = 0.45 f_{ptk} \text{ - Combinação característica de ações} \quad (3.33)$$

em que,

- f_K - Força admissível no tirante durante a fase construtiva;
- f_{ELS} - Força admissível no tirante durante a fase de serviço;
- f_{ptk} - Tensão última.

3.3.5. LIMITES REGULAMENTARES EM FASE DE SERVIÇO

O estado limite de utilização tem como objetivo garantir um bom comportamento das estruturas em situações correntes de serviço, assegurando um nível de fendilhação aceitável (através do controlo da abertura máxima de fendas), limitar a deformação a valores funcionalmente aceitáveis para os objetivos da construção em causa e tornar a eventual sensibilidade das estruturas à vibração, limitada a valores que não gerem desconforto.

Nas verificações da segurança aos Estados Limites de Utilização, as ações tomam valores de atuação expectável (não são majoradas e as sobrecargas podem não atuar com todo o seu valor) e o comportamento dos materiais é simulado através da utilização de propriedades médias (não minoradas).

O betão, ao longo do tempo, por efeito do fenómeno da retração, ou da fluência, se estiver submetido a um nível de tensão permanente, aumenta a sua deformação. Estes efeitos têm implicações nas estruturas ao nível das deformações, mas também podem causar, ao longo do tempo, em estruturas hiperstáticas, esforços, naturalmente auto-equilibrados.

Neste trabalho considera-se que limitação da tensão instalada no betão em fase de serviço é dada pelas expressões (3.34) e (3.35):

$$\sigma_{c,c} \leq 0.6 \times f_{ck}(t) \text{ - Combinações características de ações} \quad (3.34)$$

$$\sigma_{c,c} \leq 0.45 \times f_{ck}(t) \text{ - Combinações quase permanentes de ações} \quad (3.35)$$

em que,

- $f_c(t)$ Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos t dias;
- $\sigma_{c,c}$ Tensão de compressão no betão na combinação rara ou quase permanente.

No projeto de pontes de tirantes tem sido comum limitar a força máxima instalada nos tirantes, em condições de serviço, a 45% da força resistente última garantida de rotura à tração do aço dos cordões que compõem os tirantes. Poucas justificações sólidas têm sido dadas para continuar a adotar este limite, que se julga ter resultado da necessidade de prevenir as consequências negativas das tensões de fadiga, bem como das tensões locais de flexão nas ancoragens dos tirantes de grande diâmetro das primeiras pontes atirantadas [8].

No entanto, julga-se mais adequado estabelecer um limite de força nos tirantes baseado na avaliação das tensões de fadiga (tanto das tensões axiais nos tirantes como das tensões de flexão junto das ancoragens), e tendo em consideração as características atuais dos tirantes e das suas ancoragens. Com efeito, no domínio das ancoragens dos tirantes têm-se verificado importantes desenvolvimentos, como se analisou anteriormente, em especial na conceção de dispositivos instalados nas ancoragens para amortecimento da vibração dos tirantes, os quais permitem reduzir bastante as tensões de flexão induzidas nos tirantes [8].

Neste trabalho considera-se que limitação da tensão instalada nos tirantes em fase de serviço é dada pela expressão (3.36):

$$f_K \leq f_{ELS} = 0.45 f_{ptk} \text{ - Combinação característica de ações} \quad (3.36)$$

em que,

- f_K - Força admissível no tirante durante a fase construtiva;
- f_{ELS} - Força admissível no tirante durante a fase de serviço;
- f_{ptk} - Tensão última.

4

CASO DE ESTUDO

4.1. INTRODUÇÃO

Nas pontes de tirantes o problema da análise e controlo da fase construtiva apresenta particularidades, nas quais a sua importância é salientada há já alguns anos, sendo diversas as dificuldades encontradas no seu estabelecimento e resolução [26].

Destacam-se de seguida os aspetos mais importantes a ter em consideração [26]:

- i. A complexidade do sistema estrutural e dos processos construtivos;
- ii. A importância dos efeitos geometricamente não lineares, associados à flexibilidade da estrutura e aos níveis de tensão instalados nos tirantes durante a fase construtiva;
- iii. A importância dos efeitos fisicamente não lineares, nomeadamente no que se refere ao comportamento diferido dos materiais;
- iv. A necessidade de garantir, no final da fase de construção e a longo prazo, não só a geometria prevista, como também as distribuições de esforços convenientes nos diversos elementos estruturais;
- v. A sensibilidade da estrutura durante a fase construtiva a erros ou desvios verificados nos pressupostos de cálculo admitidos.

No âmbito de um estudo de controlo da fase de construção de pontes atirantadas, podem assim identificar-se, de forma sumária, três aspetos fundamentais [26]:

- i. A definição de um conjunto de condições, geométricas e estáticas, que se pretende verificar num dado horizonte de projeto, correntemente designado por critério de ajustamento;
- ii. Para as obras executadas por fases, o estabelecimento da geometria de posicionamento de cada segmento e a definição das forças a instalar nos tirantes, para que se venha a verificar o critério anteriormente especificado;
- iii. O estudo e desenvolvimento de técnicas de correção que permitam analisar os desvios verificados na obra e repor as condições desejáveis.

No final do século passado e na atualidade os dois últimos pontos referidos não estavam completamente resolvidos. Efetivamente, é frequente existirem situações de paragem temporária em obra por se verificarem desvios significativos em relação ao previsto. Por outro lado, são igualmente numerosos os casos em que houve necessidade de proceder a operações de retensionamento dos tirantes ao fim de alguns anos de funcionamento da obra, para corrigir desvios importantes observados em relação à sua geometria projetada [26].

4.2. DESCRIÇÃO GERAL DO CASO DE ESTUDO

4.2.1. APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA

Para levar a cabo o presente estudo foi selecionado um caso concreto de uma ponte de tirantes, a ponte de Paulicéia. A ponte Paulicéia é uma ponte atirantada que faz a travessia sobre o rio Paraná entre Paulicéia e Brazilândia, no Brasil (Figura 4.1 a Figura 4.9). O objetivo foi ligar a MS-040 com a SPv11, tem quatro vias de rodagem duas em cada sentido. O comprimento total da ponte incluindo os viadutos é de 1705m, o comprimento da zona atirantada é de 400m. O comprimento do vão principal (vão de navegação) é de 200m, os vãos de compensação laterais tem um comprimento de 100m cada, os outros 29 vãos do viaduto de acesso tem 45m de comprimento, o tabuleiro na zona atirantada tem uma largura de 17.30m, na zona das torres tem a largura reduzida para 14.20m, sendo o passeio descontinuada.

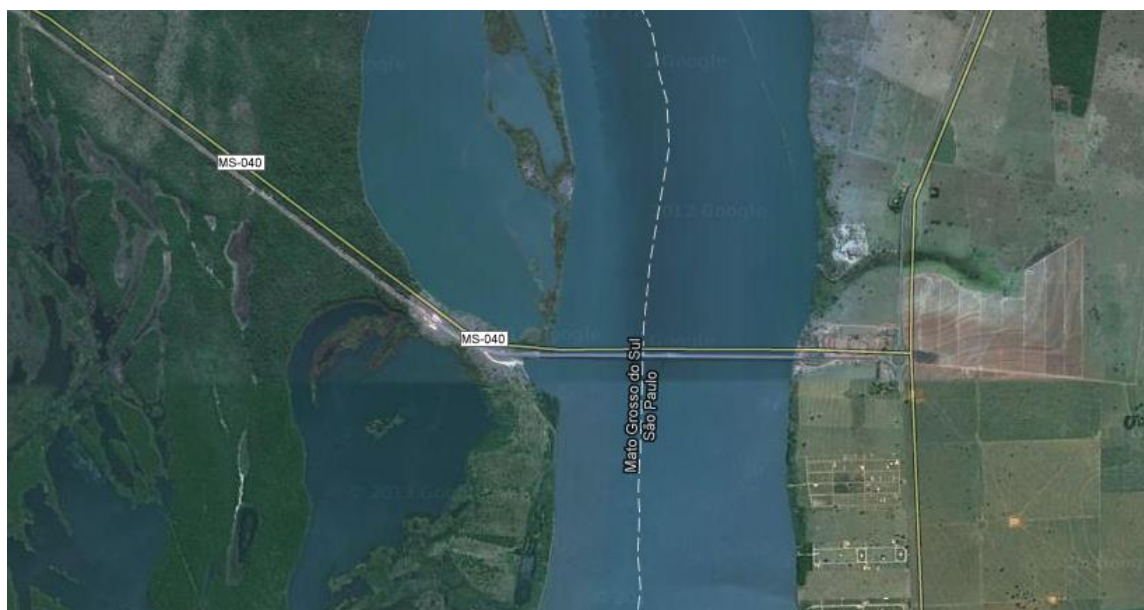


Figura 4.1 - Localização da ponte (Imagem [27])



Figura 4.2 - Construção das torres e aduela de início
[28]



Figura 4.3 - Construção do vão principal atirantado
[28]



Figura 4.4 - Construção do vão lateral de compensação [28]



Figura 4.5 - Construção da aduela de junção [28]



Figura 4.6 - Atirantamento, vista longitudinal [28]



Figura 4.7 - Atirantamento, vista transversal [28]



Figura 4.8 - Vista da zona atirantada finalizada [28]



Figura 4.9 - Vista global da ponte finalizada [28]

A configuração longitudinal da estrutura atirantada representa uma ponte com duas torres, um vão central e dois vãos laterais (Figura 4.10). A configuração longitudinal é um caso clássico das pontes atirantadas de grande vão. A ponte tem um comprimento total de 1705m, desenvolve-se em reta, a rasante fica a 13.37m acima do nível da água. A parte atirantada é constituída por três vãos, um vão principal com 200m e dois vãos laterais de compensação com 100m cada. A relação da zona atirantada entre o comprimento do vão principal e os vãos de compensação é de 0.50L, corresponde à solução clássica entre 0.40L e 0.50L do vão principal central. As duas torres são em H porticado com uma altura de 62.20m, 48.33m acima do tabuleiro. A relação entre a altura das torres e o comprimento do

vão principal é de $0.22L$, enquadrando-se perfeitamente dentro do limite $0.20L$ e $0.25L$ sugerido por vários autores.

A estrutura principal é constituída por um tabuleiro integralmente em betão armado pré- esforçado transversalmente, atirantado no plano longitudinal. A suspensão é lateral em dois planos com 56 pares de tirantes distribuídos por duas torres. Os vãos são simétricos com um sistema de suspensão em multi-cabos, feita nos vãos com configuração em semi-leque.

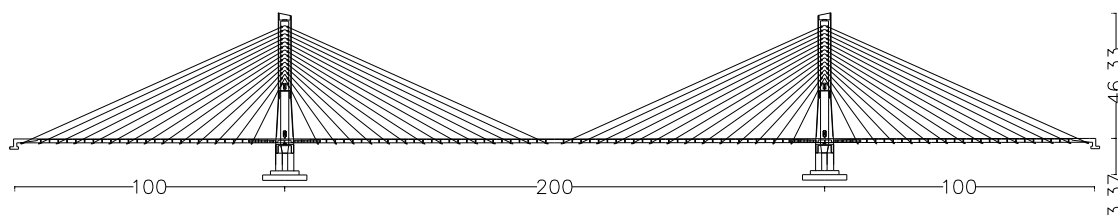


Figura 4.10 - Ponte Paulicéia, configuração longitudinal dos vãos atirantados (dimensões em m) [11]

As torres são constituídas por dois fustes cada, com secções em caixão de geometria variável. Os fustes são ligados transversalmente com duas vigas, uma viga no plano inferior da torre que serve de apoio ao tabuleiro onde estão colocados os aparelhos de apoio que impedem os deslocamentos horizontais do tabuleiro, a outra viga num plano superior da torre na zona intermédia, serve de travamento transversal da torre e de solidarização da torre. Na torre a ancoragem foi executada num espaço reduzido com uma distância entre tirantes na ordem de 1.50m, o tirante mais longo faz um ângulo com a horizontal de 23.42° , ligeiramente abaixo de 25° , mínimo recomendável por vários autores (Figura 4.11 e Figura 4.12).

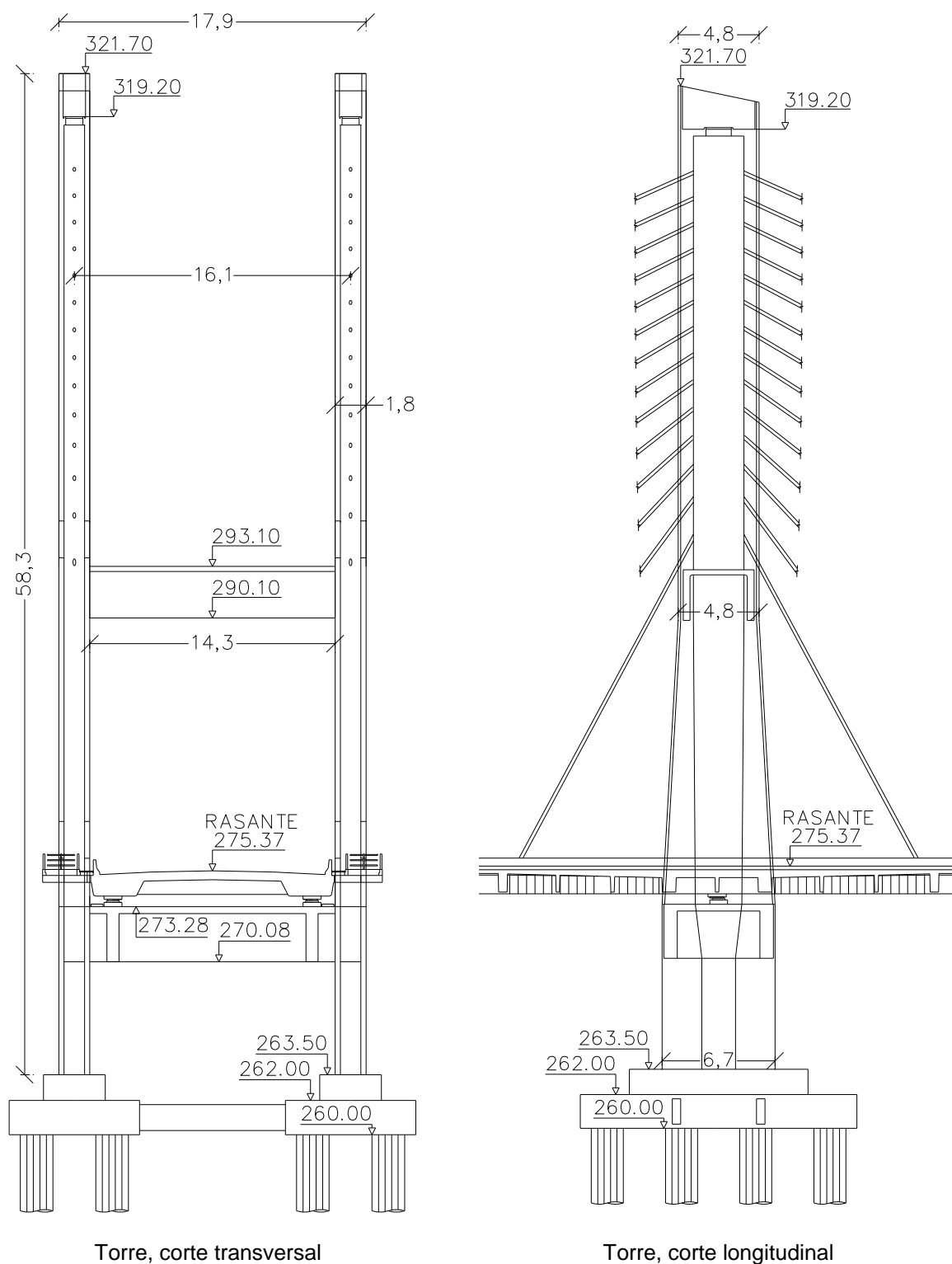
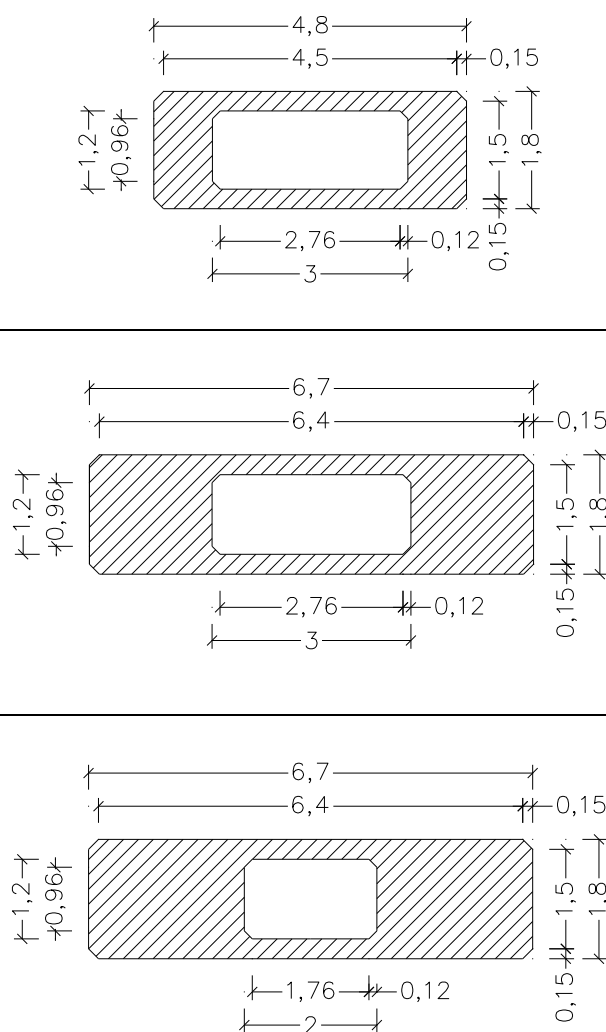


Figura 4.11 – Geometria das torres, Corte transversal/longitudinal (adaptado [11])



Secção transversal da torre entre a cota 291.10m e a cota 319.20m.

Característica na zona de inserção dos tirantes.

- $A = 4.99\text{m}^2$;
- $I_{x-x} = 1.86\text{m}^4$;
- $I_{y-y} = 13.53\text{m}^4$.

Secção da torre à cota 273.28m. Variação linear da dimensão longitudinal de 6.70m para 4.80m entre a cota 273.28m e a cota 291.10m.

Característica à cota 273.28m:

- $A = 8.41\text{m}^2$;
- $I_{x-x} = 2.78\text{m}^4$;
- $I_{y-y} = 41.64\text{m}^4$.

Secção da torre/pilar entre a cota 263.50m e a cota 270.08m. Variação linear da dimensão interior entre a cota 270.80m e a cota 273.28m.

Característica à cota 263.50m:

- $A = 9.66\text{m}^2$;
- $I_{x-x} = 2.968\text{m}^4$;
- $I_{y-y} = 44.314\text{m}^4$.

Figura 4.12 - Secção transversal das torres (adaptado [11])

O tabuleiro é constituído por uma secção em betão aramado pré-esforçado (Figura 4.13), tem uma largura de 17.30m, na zona das torres a largura do tabuleiro sofre uma redução na largura para 14.20m, por este motivo os passeios ficam descontinuados fazendo-se pelo exterior das torres. O motivo da descontinuidade da largura do tabuleiro na zona das torres prende-se com o facto de os tirantes serem ancorados no tabuleiro com o alinhamento das torres. O tabuleiro é constituído por duas vigas laterais principais longitudinais e uma laje em betão com 0.22m de espessura, transversalmente tem carlingas de ligação às vigas principais onde é colocado o pré-esforço, as carlingas são distanciadas umas das outras de 3.25m. A ancoragem dos tirantes é feita nas vigas longitudinais nos pontos de ligação das carlingas. Os tirantes são ancorados longitudinalmente no tabuleiro com um espaçamento de 6.50m.

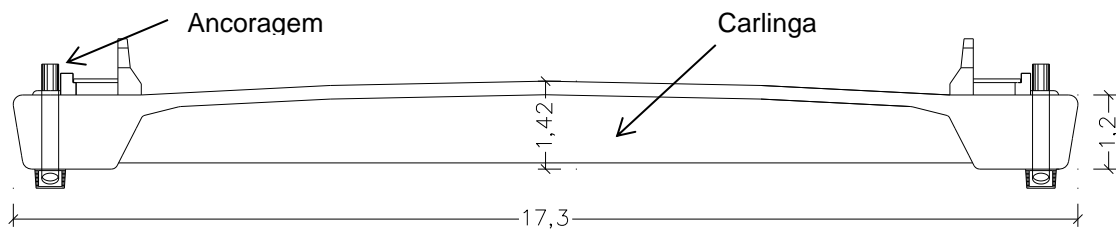


Figura 4.13 - Secção transversal típica da zona atirantada da ponte (adaptado [11])

Características da secção transversal típica:

- Área - $A = 7.3622\text{m}^2$;
- Inércia - $I_{z-z} = 0.8945\text{m}^4$;
- Centro geométrico - $Z_g = 0.8141\text{m}$;
- Centro geométrico - $Y_g = 8.65\text{m}$.

4.2.2. PROCESSO CONSTRUTIVO

O tabuleiro da ponte foi construído pelo processo de construção por avanços sucessivos, sistema construtivo convencional. Os avanços foram conseguidos através da fabricação no local do tabuleiro, alternado com a colocação dos tirantes no novo tramo construído. A estrutura executada serviu de suporte aos equipamentos que suportaram a cofragem para construção da nova aduela.

A principal vantagem da construção por avanços sucessivos é a eliminação de escoramentos, tornando assim a construção independente das condições do espaço inferior à obra de arte. Este método adapta-se, por isso, a obras com as seguintes características:

- i. Estruturas de pilares altos, vencendo vales largos e profundos, cujo escoramento seria demasiado caro;
- ii. Estruturas sobre rios com correntes fortes e cheias frequentes, de tal modo que a estabilidade do escoramento pudesse ser afetada;
- iii. Quando há necessidade de manter um gabarit mínimo de circulação ou navegação durante a construção e o escoramento origina perturbações.

Este método oferece outras vantagens tais como a redução e melhor aproveitamento das cofragens, uma maior rentabilidade no trabalho manual devido à mecanização de tarefas repetitivas, uma flexibilidade de execução permitindo acelerar a construção aumentando o número de pontos de partida e ainda a rapidez de execução.

Quanto ao material constituinte do tabuleiro, em betão armado, em relação a outros materiais tais como o aço a grande vantagem do método são os custos de conservação.

4.3. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

4.3.1. INTRODUÇÃO

Uma ponte atirantada é uma estrutura altamente hiperestática, bastante esbelta e flexível, com um comportamento claramente não linear. A não linearidade deve-se principalmente à resposta do sistema de atirantamento e às grandes deformações que experimenta, tanto durante o processo de construção

como na fase de serviço. A esta não linearidade geométrica há que juntar a não linearidade do material, presente tanto nas deformações por fluência e retração durante as fases de construção e serviço, como em situações de fadiga por perda de linearidade entre esforços e deformações [7].

Os fatores que influenciam o comportamento não linear das pontes de tirantes com tabuleiro em betão são os seguintes:

- i. A não linearidade geométrica dos tirantes, pelo efeito de catenária dos cabos, esta é a principal fonte para o comportamento não linear de pontes de tirantes, função do nível de carga a que os tirantes estão submetidos;
- ii. Os efeitos reológicos do betão, fluência e retração;
- iii. Os efeitos geometricamente não lineares, causados pelos elevados deslocamentos, e pelas elevadas cargas de compressão no tabuleiro, e nas torres;
- iv. À relação constitutiva não linear dos materiais,

A definição de um modelo matemático razoável que reproduza o comportamento estrutural de uma ponte atirantada depende de muitos fatores. Da morfologia da ponte, dentro da qual, o tabuleiro pela sua complexidade de resposta representa uma problemática particular. O tipo e características dos tirantes, das torres, do aço e do betão. Por outro lado o tipo e grandeza das cargas que determinam um comportamento estático ou dinâmico, linear ou claramente não linear, em dupla versão de não linearidade geométrica ou do material. Por último a ponte passa por diferentes fases construtivas ao longo do processo de construção, dando lugar à necessidade de criar modelos suficientemente evolutivos para uma modelação aproximada da realidade [7].

O estudo da fase de execução deve simular convenientemente todas as modificações da estrutura durante o processo construtivo. Salientam-se, por exemplo, os aspetos relativos à movimentação de cimbrês e equipamentos de auxílio à construção e modificação de apoios temporários durante a construção, que vão alterar significativamente os esforços e deslocamentos da estrutura. A modificação da estrutura deve ser modelada de forma a ser considerada a introdução e desativação de elementos [26].

4.4. MODELAÇÃO DOS MATERIAIS

4.4.1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Na modelação foram utilizadas as propriedades dos materiais referidas anteriormente. Os principais materiais utilizados na estrutura são o betão, o aço em varão e o aço de alta resistência em cordões de pré-esforço. O controlo da geometria da obra durante o faseamento construtivo é baseado nas propriedades médias dos materiais.

O betão utilizado para o tabuleiro, torres e pilares tem as mesmas características mecânicas, no entanto no projeto da obra o betão dos pilares apresentava uma resistência inferior em relação aos restantes elementos estruturais.

- Resistência característica do betão à compressão: $f_{ck} = 40\text{MPa}$;
- Módulo de elasticidade: $E_{cm} = 35\text{GPa}$.

O aço em varão para o betão armado é caracterizado pelas seguintes propriedades mecânicas:

- Tensão de cálculo: $f_{syd} = 435\text{MPa}$;
- Módulo de elasticidade: $E_s = 200\text{GPa}$.

O aço de pré-esforço de baixa relaxação, em cordão de 15mm de diâmetro nominal, utilizado nos tirantes, e nos cabos de pré-esforço transversal do tabuleiro, é caracterizado pelas seguintes características mecânicas:

- Tensão de rotura: $f_{ptk}=1862\text{MPa}$;
- Tensão de cedência: $f_{p0.1k}=1690\text{MPa}$;
- Módulo de elasticidade: $E_p=195\text{GPa}$.

4.4.2. MODELAÇÃO DOS TIRANTES

Os cabos são elementos muito flexíveis que resistem a esforços de tração, a principal causa da natureza geometricamente não linear do comportamento de pontes de tirantes é o efeito de catenária dos cabos. Para ultrapassar este problema podem utilizar-se diversas metodologias, tais como a modelação dos cabos por cadeias de elementos de barra convencionais, formulações específicas de elementos de catenária, etc.

O efeito não linear associado à curvatura dos cabos atirantados acentua-se com o aumento da projecção horizontal do seu comprimento e com a redução da tensão instalada. No entanto, para valores de tensão situados acima dos 40% a 45% do valor característico da tensão de rotura dos tirantes, que correspondem a valores correntemente utilizados no contexto do binómio segurança-economia no dimensionamento desses elementos, o efeito da alteração da curvatura dos cabos acentua-se bastante [1]. Os tirantes podem ser modelados como elementos retos com a rigidez axial a partir do módulo de elasticidade equivalente, tangente ou secante (Figura 4.14) [1].

$$E_t = \frac{E_e}{1 + \frac{(\gamma L_n)^2}{12\sigma^3} E_e} \quad (4.1)$$

em que,

- E_e - Módulo de elasticidade do material de que é constituído o cabo reto;
- γ - Peso específico do cabo considerando o peso dos cordões e das bainhas de proteção;
- L_n - Comprimento da projecção horizontal do cabo;
- σ - Tensão instalada no cabo.

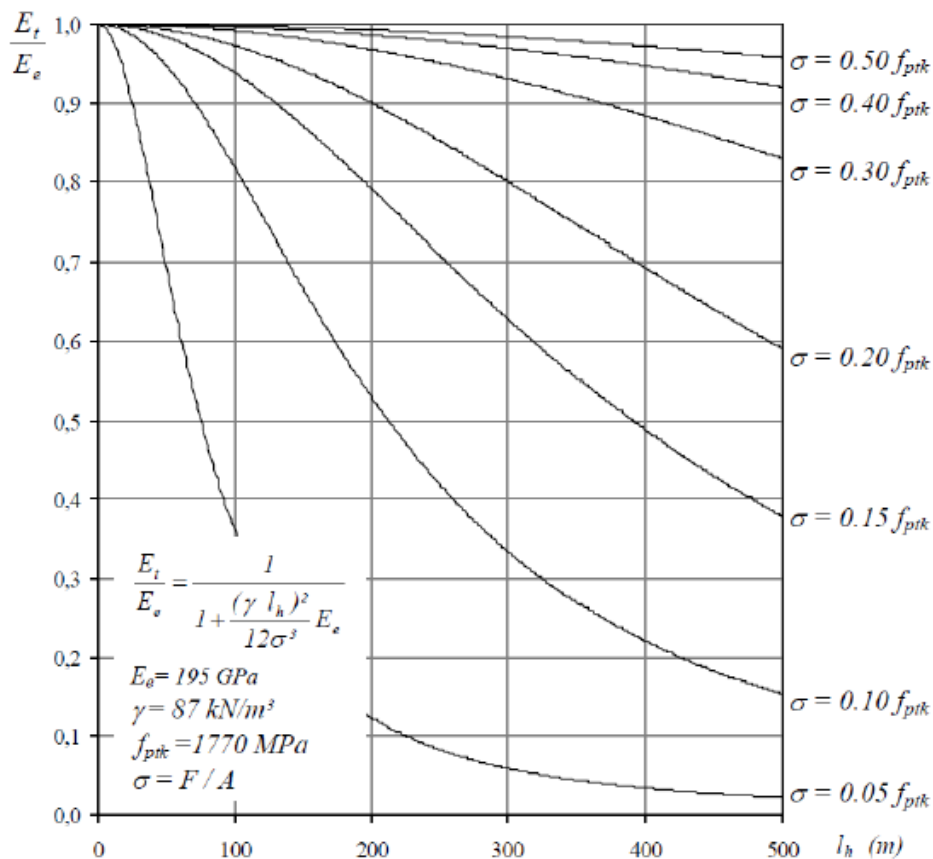


Figura 4.14 - Variação do módulo de elasticidade equivalente do tirante com o seu comprimento e nível de tensão instalada (adaptado [5])

Os tirantes estão sujeitos a cargas devidas ao seu peso próprio, a deformada assume a configuração de uma catenária, o equilíbrio é conseguido pelas forças de fixação dirigidas segundo a tangente à catenária nos pontos de ancoragem (Figura 4.15).

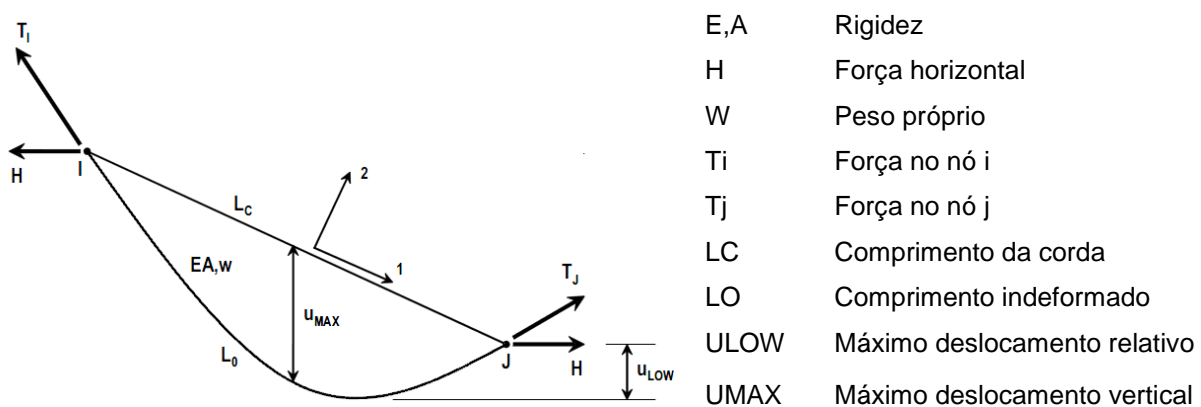


Figura 4.15 - Elemento cabo catenária, conectividade, eixos locais, dimensões, propriedades e parâmetros

Neste trabalho optou-se pelo elemento cabo catenária, o programa tem disponível uma aplicação que permite especificar o número de segmentos em que o elemento cabo pode ser dividido. Neste estudo o cabo foi modelado como um único elemento de catenária.

4.4.3. MODELAÇÃO DO BETÃO

As estruturas estão sujeitas a variações do estado de tensão e deformação ao longo da sua vida, provocadas pelo processo construtivo e história das ações, que devem ser consideradas na análise dos efeitos diferidos.

O betão, adota uma relação constitutiva de acordo com o EC2- parte 1.1 [23], aos 28 dias de idade. A verificação da segurança regulamentar ao ELU de uma estrutura efetua-se por majoração das ações e minoração das propriedades dos materiais, torna-se necessário garantir que os esforços internos e as deformações não excedem os valores de dimensionamento para as ações relevantes.

4.5. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

4.5.1. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes são aquelas que assumem valores constantes, ou com pequena variação em volta do seu valor médio, durante a vida útil da estrutura. São aqui ainda consideradas as ações relativas aos efeitos reológicos do betão, fluência e retração. Por simplificação a força de tensionamento dos tirantes, considera-se constante durante a vida útil da estrutura.

As ações permanentes são quantificadas com base no peso próprio dos elementos constituintes, elementos estruturais principais, ainda os elementos estruturais secundários e elementos de revestimento.

O peso próprio é a ação mais importante que solicita qualquer ponte de tamanho médio ou grande, esta ação está diretamente ligada ao processo construtivo utilizado para a construção.

Os elementos estruturais principais de uma ponte atirantada são as torres, os tirantes e o tabuleiro.

- O peso próprio das torres e do tabuleiro em betão, são determinados para o peso específico do betão armado 25kN/m^3 ;
- O peso próprio dos tirantes, é determinado para o peso específico do aço de alta resistência 77kN/m^3 .

Os elementos estruturais secundários e elementos de revestimento, inclui o revestimento do tabuleiro com a camada de regularização e desgaste, separadores centrais e laterais, guardas de passeios, bordaduras e sistema de drenagem.

- O peso próprio das camadas de revestimento como a camada de regularização e desgaste, são determinadas para o peso específico do betão betuminoso 24kN/m^3 , devendo ainda ser considerada uma possível recarga do pavimento.

O programa de análise utilizado quantifica o peso próprio dos materiais estruturais, para isso insere-se a geometria e o peso específico dos materiais. As cargas relativas aos outros elementos constituintes da estrutura são aplicadas à estrutura através de uma carga uniformemente distribuída.

A modelação realizada permite ter em consideração a evolução das propriedades do material com o tempo de forma automática, nomeadamente no que diz respeito ao módulo de elasticidade, coeficiente de fluência e retração. O programa permite considerar este efeito, para isso aciona-se as propriedades do betão dependentes do tempo.

Na Tabela 4.1, apresenta-se o valor das cargas permanentes respeitantes ao tabuleiro. O tabuleiro em fase construtiva e incluindo metade do peso dos tirantes tem uma carga de 210.60kN/m . O pavimento betuminoso colocado após o fecho do tabuleiro tem uma carga de 15.50kN/m . Os diversos incluem, as bordaduras, os passeios, os guarda corpos, os lancis e o sistema de drenagem e representam uma carga

de 17.10kN/m. O valor das cargas é obtido a partir da determinação da área do elemento por metro de desenvolvimento, multiplicado pelo peso volúmico de cada material.

Tabela 4.1 – Elementos constituintes do tabuleiro, peso próprio das cargas permanentes

Elemento	Peso próprio (PP) (kN/m)
Tabuleiro, em fase construtiva	210.60
Pavimento, camada superficial	15.50
Diversos	17.10
Total	243.20

A soma do peso de todos os elementos corresponde a uma carga permanente de 243.20kN/m.

4.5.2. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES VARIÁVEIS

As ações variáveis, são aquelas que assumem valores significativos em volta do seu valor médio durante a vida útil da estrutura. As ações variáveis atuam com variabilidade no tempo e no espaço. Neste trabalho foi considerada a sobrecarga de serviço.

O modelo de carga n.º1 (LM1) é considerado o caso de carga que melhor caracteriza os efeitos do tráfego comum e as cargas criadas pelo trânsito rodoviário, sendo constituído por dois subsistemas:

- v. Um sistema paralelo que representam de duas cargas concentradas por eixo, cuja geometria é mostrada no diagrama da Figura 4.16 e da Figura 4.17, cada um com um peso por eixo de αq_k ;
- vi. Um sistema de carga uniformemente distribuída por metro quadrado αq_k (Figura 4.16).

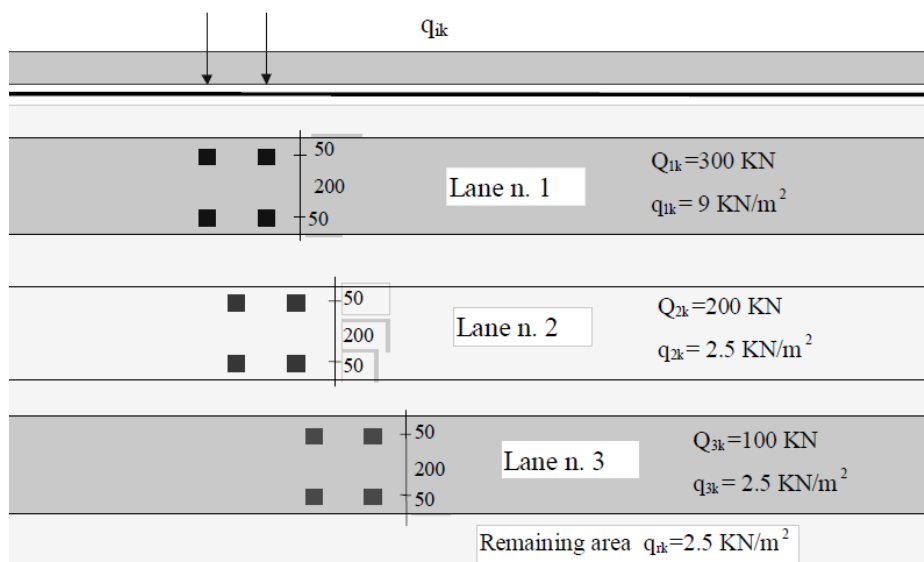


Figura 4.16 – Geometria das sobrecargas rodoviárias, modelo de carga n.º1 (LM1) [24]

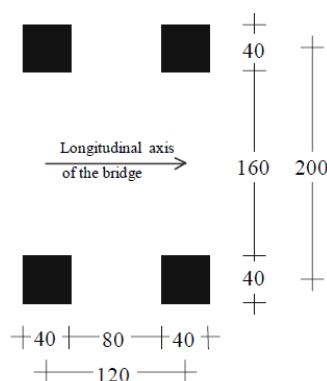


Figura 4.17 - Geometria das sobrecargas rodoviárias, modelo de carga n.º1 (LM1) [24]

O Eurocódigo 1 parte 2 define que as cargas transmitidas pelos veículos variam em função da faixa de referência (notional lane), devendo ainda ser considerada uma sobrecarga uniformemente distribuída que apresenta valores em função da faixa de referência. A Tabela 4.2 define as cargas em função da faixa de referência.

Tabela 4.2 - Sobrecarga rodoviária, faixa de referência [24]

Posição	Sistema paralelo Carga por eixo Q_{ik} (kN)	Carga Uniformemente distribuída q_{ik} (kN/m ²)
Faixa de referência n.1	300	9.0
Faixa de referência n.2	200	2.5
Faixa de referência n.3	100	2.5
Outras faixas	0	2.5
Área remanescente	0	2.5

Os fatores de ajuste α_Q e α_q , dependem da classe da via e do tipo de tráfego esperado, na ausência de indicações específicas, deve assumir-se o valor igual a 1.

Neste trabalho não foi considerada a ação da variação de temperatura, por não considerar fenómeno relevante para cumprir o objetivo proposto.

Para o faseamento construtivo neste estudo não são consideradas as ações do vento, sísmica e a da neve. Não se efetua uma análise dinâmica por não se contabilizar o efeito sísmico, uma vez que não tem grande influência no dimensionamento do tabuleiro. A ação da neve não é tida em conta pela localização da obra, região climática, no entanto, a ser considerada seria como uma sobrecarga de utilização, não sendo considerada durante a fase construtiva.

4.5.3. AÇÕES EM FASE CONSTRUTIVA – CONSTRUÇÃO POR AVANÇOS SUCESSIVOS

Considera-se a construção ligada ao processo construtivo, quantificada pelo peso dos equipamentos de construção, neste estudo considera-se o carro de avanço o único equipamento utilizado para a construção da estrutura da ponte.

- Carro de avanço corresponde a uma carga pontual de 650kN.

4.6. ELEMENTOS FUNDAMENTAIS DO MODELO DE CÁLCULO

4.6.1. INTRODUÇÃO

A modelação da ponte é simulada através de um modelo numérico no sistema CSI Bridge 15 (Figura 4.18) que respeitando a geometria da obra e os materiais utilizados, compreende também o faseamento construtivo da estrutura, aspeto, este, fundamental para a razoável avaliação de esforços e deformações da mesma.

A modulação da estrutura é efetuada no referencial X,Y,Z, sendo a direção X coincidente com o eixo longitudinal da ponte, a direção Y transversal ao tabuleiro e a direção Z coincidente com o eixo vertical.

A estrutura é simulada com um modelo tridimensional que compreende as torres, os tirantes e o tabuleiro. As torres e o tabuleiro são simulados por elemento de barra sendo os tirantes simulados por elementos cabo.

O modelo reproduz todas as fases do processo construtivo, permite considerar a evolução da estrutura, através da introdução, remoção ou alteração de elementos. O modelo permite inativar determinadas barras, obtendo-se os resultados parciais considerando criteriosamente a existência ou ausência de determinadas barras. O programa permite modelar apoios provisórios ou definitivos, assim como é compatível com a alteração das ligações ao exterior.

Salienta-se que faculdade de “ligar” e “desligar” elementos da estrutura, é um aspeto de máxima importância.

Na realidade, o modelo compreende todos os elementos da estrutura sendo que os elementos ainda não construídos numa determinada fase são “desativados”, sendo “ativados” em coerência com a cronologia construtiva.

Aliás, não é possível uma análise realista e rigorosa do processo construtivo de uma obra de arte sem que haja no programa de modelação adotado a capacidade de remover ou adicionar elementos, de forma a modelar corretamente a alteração/evolução do sistema estrutural. A Figura 4.18 identifica o modelo de elementos usado.

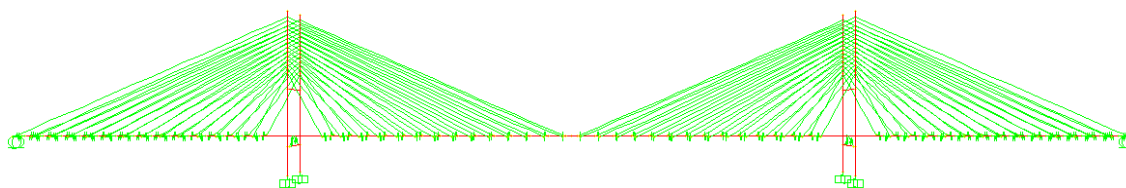


Figura 4.18 - Modelo de elementos finitos da ponte (imagem, CSI Bridge)

A discretização do modelo de cálculo tem influência na precisão dos resultados. Uma maior discretização do modelo conduz à obtenção de valores de deformabilidade e distribuição de esforços na estrutura mais realistas, no entanto, leva também a um aumento do volume de dados a processar, sendo por isso necessário um equilíbrio.

No modelo de cálculo utilizado para o presente estudo discretizaram-se, os tirantes em 2x56 elementos, as torres em 2x40 elementos e o tabuleiro em 116 elementos.

4.6.1.1. Tabuleiro

O tabuleiro em betão armado é representado por elementos finitos de barra cujo eixo coincide com o eixo longitudinal do tabuleiro. Trata-se de uma viga contínua, apoiada elasticamente ao longo da sua extensão (nos tirantes) e com apoios rígidos nas extremidades (pilares de extremidade dos vãos atirantados de compensação) e com ligações de continuidade nas torres. Pode-se considerar o tabuleiro com comportamento de viga coluna. Os nós dos elementos de tabuleiro coincidem precisamente com as ancoragens dos tirantes, localizando-se os nós remanescentes nas interações com as torres e nos pilares de extremidade dos vãos atirantados de compensação.

No modelo refinou-se mais a discretização, pelo motivo do objetivo do estudo, o faseamento construtivo. Uma maior discretização permite obter uma configuração mais realista dos campos de deslocamento e de esforços. Considerou-se no tabuleiro os nós coincidentes com as ancoragens, com a fronteira entre aduelas e os nós remanescentes nas interações com as torres e nos pilares de extremidade dos vãos atirantados de compensação. Este procedimento permite analisar os deslocamentos e esforços que são produzidos durante o processo construtivo, já que durante as fases intermédias de construção devem anular-se as barras que não existem durante as fases. Podendo combinar-se as várias fases de construção e ter no mesmo modelo vários estados de carga.

Por simplificação considera-se no modelo que a secção transversal é constante ao longo do tabuleiro, embora sujeito a uma redução na largura, na zona das torres. No entanto, na realidade a secção do tabuleiro é intercetada por carlingas que servem de alojamento aos cabos de pré-esforço transversal que coincidem com os nós de ancoragem dos tirantes, não influenciando, de forma determinante o comportamento longitudinal, objeto fundamental do modelo.

É de salientar, o facto de este modelo não comportar elementos 3D no tabuleiro, que seriam fundamentais para uma análise do comportamento transversal, mas que não são relevantes para a análise global do processo construtivo.

A ligação das interceções às torres (nós das torres 19 e 20), com o tabuleiro é simulada por ligações que impedem apenas os deslocamentos horizontais.

As condições de apoio implementadas no modelo entre o tabuleiro e os pilares 18 e 21, pilares extremos dos vãos de compensação, consistiram num apoio simples, impedindo o deslocamento vertical.

4.6.1.2. Torres

No modelo simulado, como anteriormente referido as torres são representadas por elementos de barra, representativos do seu eixo vertical, alinhados no centro de gravidade. Os nós coincidem com as ancoragens, com as zonas de variação de inércia das torres, nos dois tramos inferiores à zona de ancoragens, entre a fundação e o tabuleiro e entre o tabuleiro e a primeira ancoragem. Com esta discretização reproduz-se adequadamente a variação de inércia das torres, obtendo-se ao mesmo tempo esforços neste pontos intermédios.

As ligações na base das torres 19 e 20 ao exterior são simuladas com encastramentos perfeitos, as ligações usadas impedem o movimento de translação e de rotação em qualquer sentido, considerando desta forma deslocamento nulo. Não é considerada a modelação da fundação das torres, desprezando-se a sua deformabilidade. Considera-se o arranque da torre á cota de projeto 262.00m, 13.37m abaixo da cota da face superior do tabuleiro, à cota média do maciço de encabeçamento.

4.6.1.3. Tirantes

A modelação dos tirantes é efetuada por elementos lineares, as extremidades são coincidentes com as ancoragens, tanto nas torres como no tabuleiro, são elementos cabo biarticulados, pela própria natureza, sujeitos a esforços axiais. A modelação das propriedades mecânicas permite traduzir o efeito geometricamente não linear, forma de catenária, efeito produzido pelo peso próprio.

No modelo, os nós de ancoragem dos tirantes ao tabuleiro e às torres são simulados com elementos rígidos, de rigidez infinita, para que não ocorra flexão nestes elementos. Estes elementos simulam a ligação transversal do local da ancoragem ao tabuleiro, os quais transmitem os esforços dos tirantes para o tabuleiro. As ancoragens dos tirantes nas torres são simuladas através de elementos rígidos, ligados aos nós simulados no centro de gravidade das torres com juntas especiais articuladas. Desta forma simula-se as condições geométricas efetivas das ancoragens, assegura-se o comprimento real dos cabos de atirantamento, reproduzindo-se assim o seu comprimento real deformável.

4.6.1.4. Tirantes ativos

A modelação dos tirantes ativos é igual à modelação dos tirantes definitivos da ponte. Os tirantes ativos, passam a definitivos no fim da fase construtiva durante a qual estão colocados para também auxiliar a fase construtiva. Os tirantes ativos são modelados por elementos lineares, as extremidades são coincidentes com as ancoragens, tanto nas torres como na extremidade fixa aos carros de avanço, são elementos cabo biarticulados, sujeitos a esforços axiais. Nas torres são ancorados na posição definitiva, nos carros de avanços, também na posição definitiva, são fixados em local próprio para o tensionamento durante a construção da aduela. A ancoragem ativa, por motivos de acessibilidade, encontra-se instalada nos carros de avanços.

4.7. FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO TABULEIRO

4.7.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A construção da ponte é simulada por um conjunto de tarefas repetitivas. A obra iniciou-se com a execução das fundações, seguida da construção na totalidade das torres antes do início da construção do tabuleiro. O tabuleiro foi construído com o recurso à técnica dos avanços sucessivos em consola, sistema convencional. A construção do tabuleiro iniciou-se a partir das torres, simetricamente em relação a cada torre, foram construídas as aduelas de início com um comprimento de 13.50m para o vão lateral e para o vão central. Para a construção das aduelas de início foi utilizado um cimbre geral apoiado no maciço de encabeçamento dos pilares. Após a conclusão das aduelas de início instalou-se e procedeu-se ao tensionamento do primeiro par de tirantes em cada aduela de início. Seguiu-se um ciclo repetitivo de construção de 4 aduelas por semana, com um comprimento de 6.50m cada, simétricas em relação às torres 19 e 20, com a colocação após a construção em cada aduela de um par de tirantes e tensionamento dos mesmos. As últimas aduelas construídas, foram as aduelas do fecho do vão central, vão principal e as aduelas de ligação às aduelas de junção, aduelas dos vãos laterais, nos apoios 18 e 21, que tiveram a duração de uma semana.

A duração das fases não coincide com exatidão com as fases de construção da obra, a execução das fases são uma estimativa aproximada da duração real.

No modelo utilizado o valor das abcissas (x), utilizou-se para o início da estrutura atirantada o valor de 0.00m no pilar 18, o final da parte atirantada termina no pilar 21 aos 400.00m. O posicionamento dos tirantes ao longo do tabuleiro não coincide com o fim das aduelas, justifica-se pelo ângulo que os ti-

rantes formam com o tabuleiro. No Anexo A1, apresenta-se o comprimento e posicionamento das aduelas e o posicionamento dos tirantes ao longo do tabuleiro.

Neste estudo, numa alternativa ao sistema construtivo utilizado, sistema construtivo convencional, foi modelada a estrutura do tabuleiro da ponte com o sistema construtivo OPS. A execução da estrutura seguiu as mesmas fases do sistema convencional, alterando as fases intermédias. As fases intermédias apresentam diferenças porque com o sistema OPS os tirantes são colocados antes da execução da aduela a construir. Considera-se no estudo a mesma carga aplicada à estrutura do peso do equipamento de construção, carros de avanço. O carro de avanço equipado com o sistema OPS tem acoplado o sistema de controlo ativo do macaco de tensionamento (Figura 4.19). O carro de avanço é reforçado na zona onde está colocado o macaco de tensionamento, ao qual é fixado o tirante. O macaco tem rotação em dois sentidos, Longitudinal, para compensar a diferente inclinação dos tirantes longitudinalmente, transversal no caso de ser necessário, não era o caso desta ponte, mas no caso de os tirantes não estarem alinhados com o macaco de tensionamento ou haver só um plano de tirantes, noutras pontes, este adapta-se à essa situação com rotação transversal.

O sistema OPS, sistema que através de uma aplicação ao carro de avanço, de alguma forma simplificada, permite que o macaco de tensionamento assim como o equipamento de controlo e monitorização esteja colocado no carro de avanço do princípio ao fim da construção do tabuleiro. O equipamento durante a construção do tabuleiro está fixado ao carro de avanço e desloca-se conforme o carro de avanço se vai deslocando para as fases de construção. Os macacos de tensionamento não necessitam de manuseamento até ao final do faseamento construtivo da estrutura do tabuleiro da ponte.

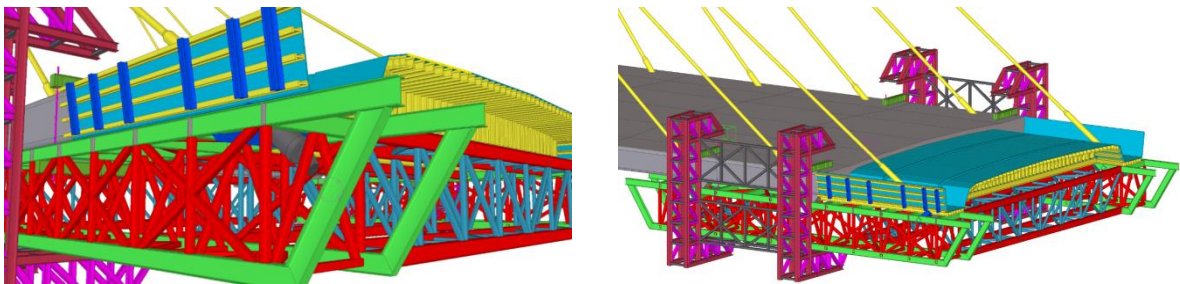


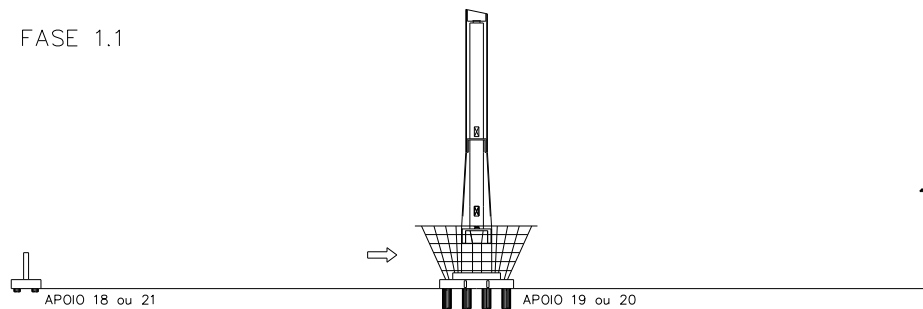
Figura 4.19 – Carro de avanço com o sistema OPS integrado (fonte [21])

O carro de avanço para a aplicação do sistema OPS, pode ser utilizado no faseamento construtivo convencional (Figura 4.19). A aplicação do sistema OPS a um carro de fixação inferior ao tabuleiro, simplifica a colocação dos tirantes no início da fase construtiva.

4.7.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO COM O SISTEMA CONVENCIONAL

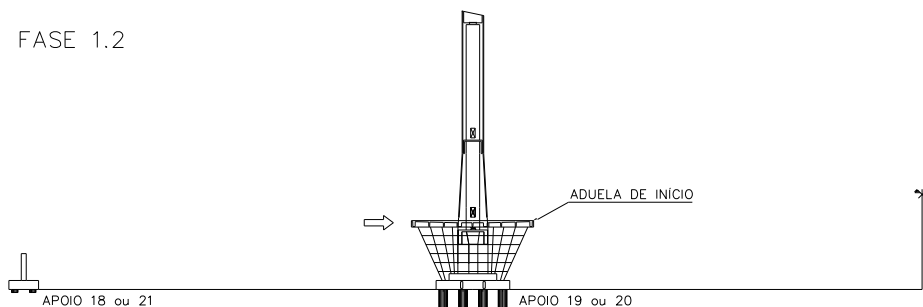
A Figura 4.20 mostra a sequência do faseamento construtivo da estrutura da ponte, durante as várias fases de construção com o sistema utilizado, o sistema convencional. A fase n.º1 encontra-se dividida em fases intermédias desde a colocação do cimbra até à instalação dos carros de avanço. As restantes fases são um ciclo repetitivo desde a 2.ª fase à 14.ª fase. Este ciclo repetitivo oferece vantagens pela reutilização de cofrags e pela mecanização das tarefas.

FASE 1.1



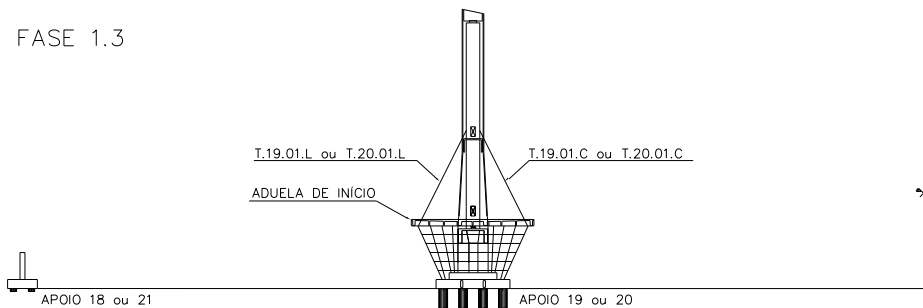
Colocação do cimbre para execução das aduelas de início sobre os apoios 19 e 20;
Montagem das formas das aduelas de início sobre os apoios 19 e 20.

FASE 1.2



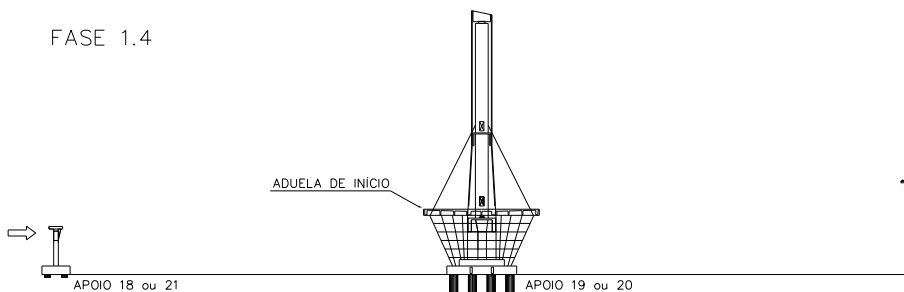
Execução de armaduras e betonagem de aduelas de início sobre os apoios 19 e 20.

FASE 1.3

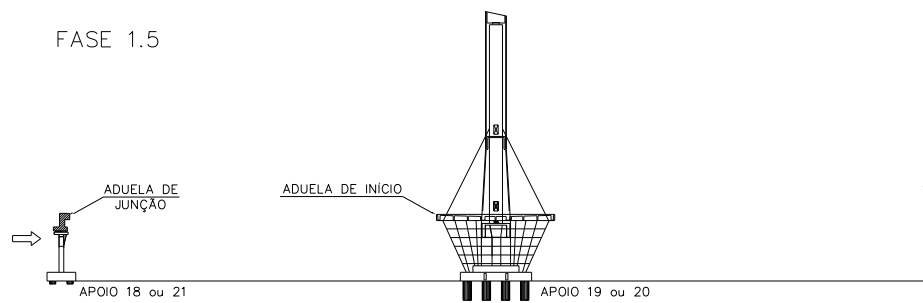


Instalação e tensionamento dos tirantes, T.19.01.L ou T.20.01.L e T.19.01.C ou T.20.01.C.

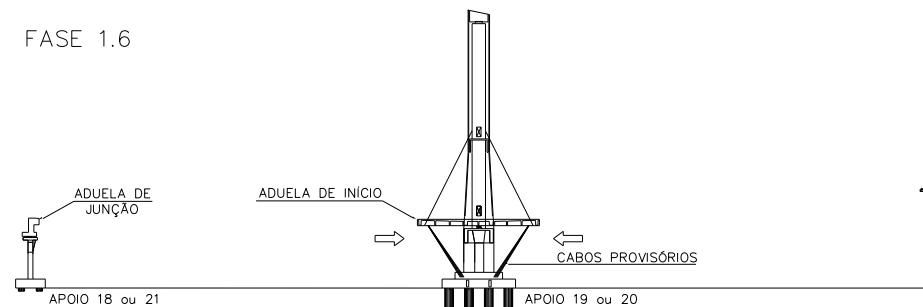
FASE 1.4



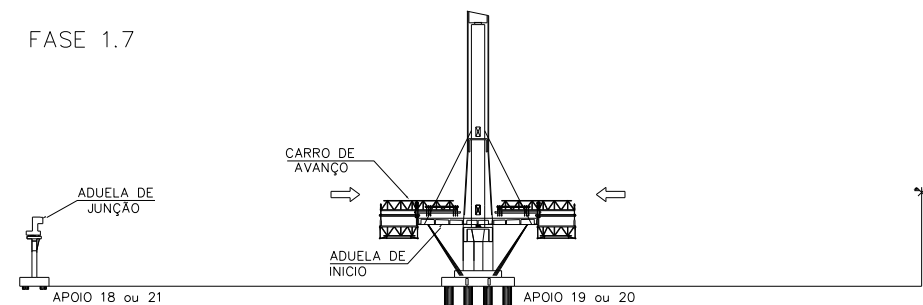
Execução e fechamento dos pilares dos apoios 18 e 21.



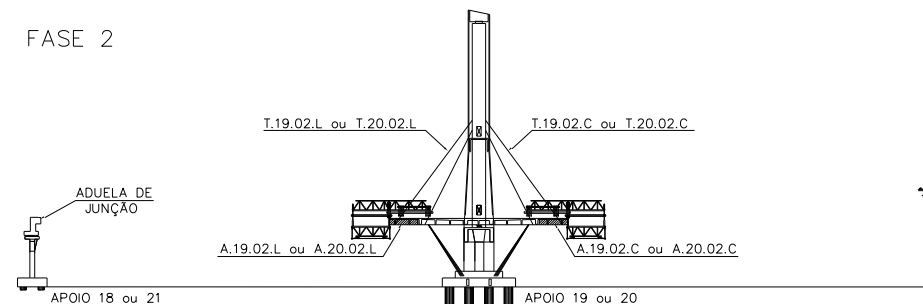
Execução das aduelas de junção sobre os apoios 18 e 21.



Instalação dos cabos provisórios de fixação das aduelas de início junto ao bloco.

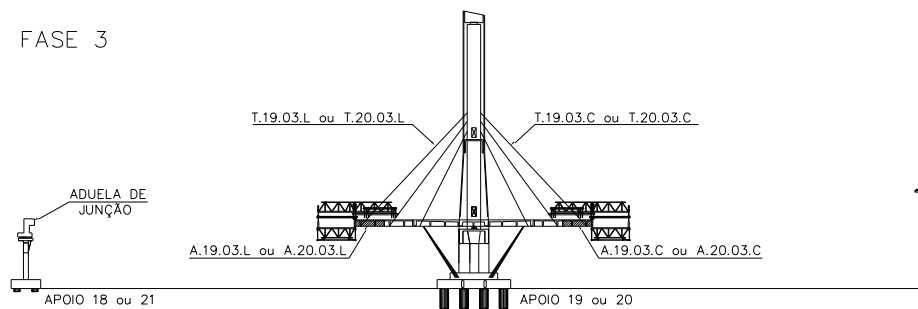


Instalação dos carros de avanço junto dos apoios 19 e 20 para execução das aduelas A.19.02.L e A.19.02.C ou A.20.02.L e A.20.02.C.



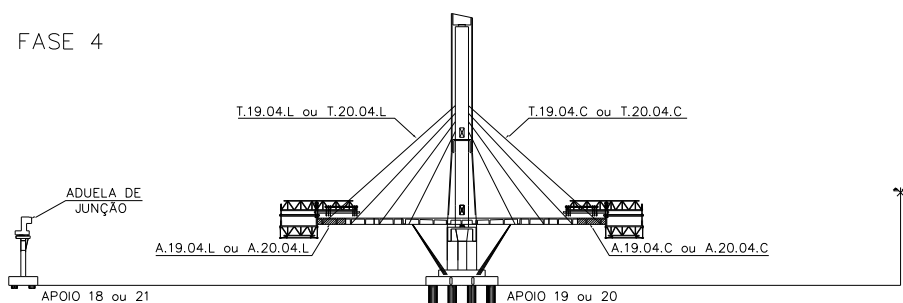
Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.02.L e A.19.02.C ou A.20.02.L e A.20.02.C. Instalação e tensionamento dos tirantes, T.19.02.L ou T.20.02.L e T.19.02.C ou T.20.02.C. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.03.L e A.19.03.C ou A.20.03.L e A.20.03.C.

FASE 3



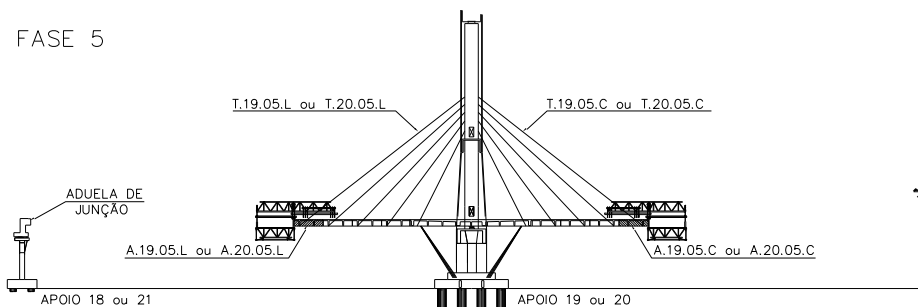
Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.03.L e A.19.03.C ou A.20.03.L e A.20.03.C. Instalação e tensionamento dos tirantes, T.19.03.L ou T.20.03.L e T.19.03.C ou T.20.03.C. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.04.L e A.19.04.C ou A.20.04.L e A.20.04.C.

FASE 4



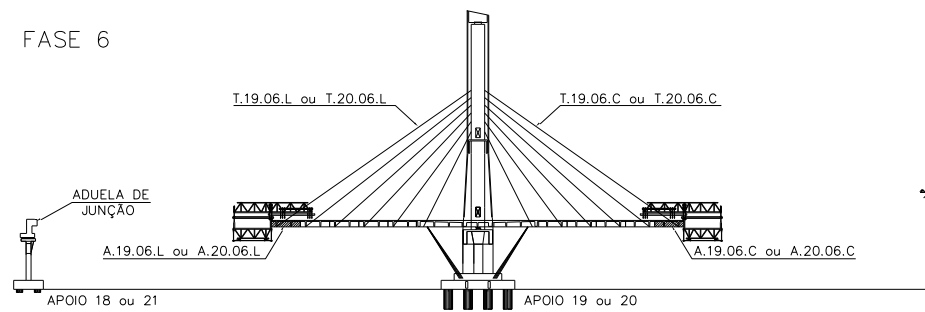
Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.04.L e A.19.04.C ou A.20.04.L e A.20.04.C. Instalação e tensionamento dos tirantes, T.19.04.L ou T.20.04.L e T.19.04.C ou T.20.04.C. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.05.L e A.19.05.C ou A.20.05.L e A.20.05.C.

FASE 5



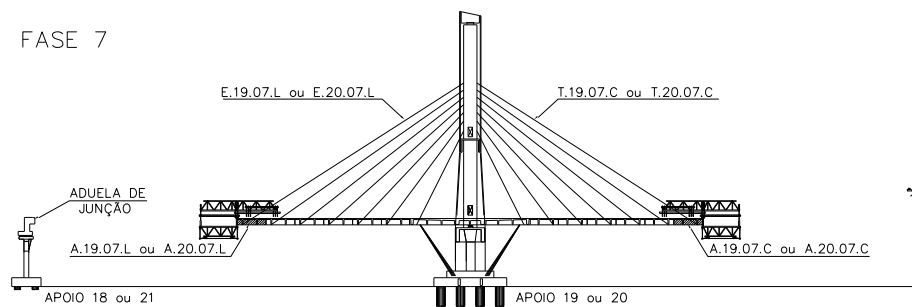
Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.05.L e A.19.05.C ou A.20.05.L e A.20.05.C. Instalação e tensionamento dos tirantes, T.19.05.L ou T.20.05.L e T.19.05.C ou T.20.05.C. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.06.L e A.19.06.C ou A.20.06.L e A.20.06.C.

FASE 6



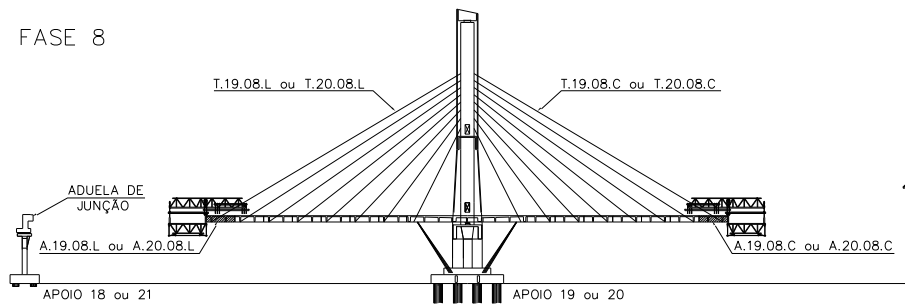
Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.06.L e A.19.06.C ou A.20.06.L e A.20.06.C. Instalação e tensionamento dos tirantes, T.19.06.L ou T.20.06.L e T.19.06.C ou T.20.06.C. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.07.L e A.19.07.C ou A.20.07.L e A.20.07.C.

FASE 7



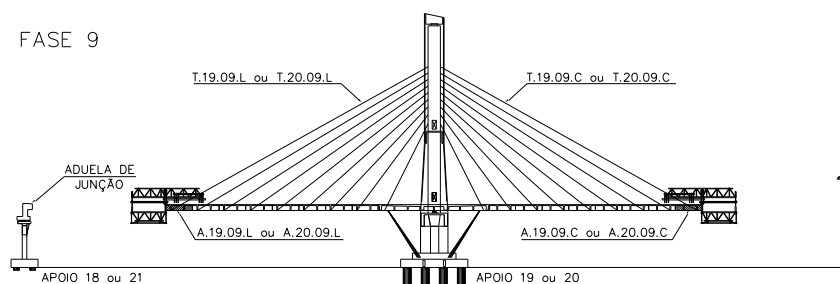
Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.07.L e A.19.07.C ou A.20.07.L e A.20.07.C. Instalação e tensionamento dos tirantes, T.19.07.L ou T.20.07.L e T.19.07.C ou T.20.07.C. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.08.L e A.19.08.C ou A.20.08.L e A.20.08.C.

FASE 8



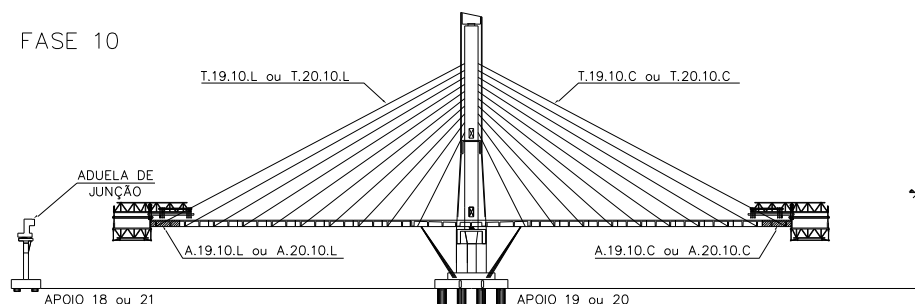
Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.08.L e A.19.08.C ou A.20.08.L e A.20.08.C. Instalação e tensionamento dos tirantes, T.19.08.L ou T.20.08.L e T.19.08.C ou T.20.08.C. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.09.L e A.19.09.C ou A.20.09.L e A.20.09.C.

FASE 9



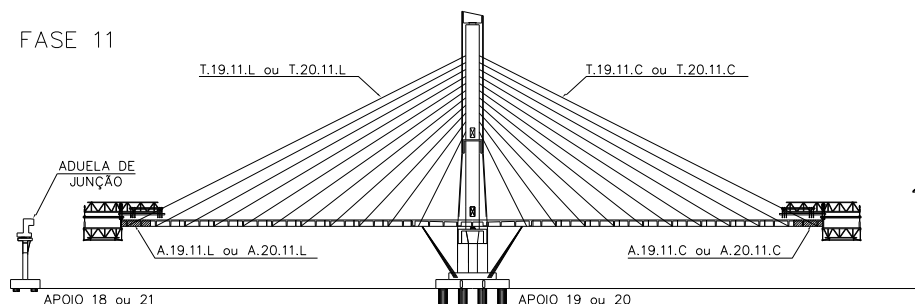
Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.09.L e A.19.09.C ou A.20.09.L e A.20.09.C. Instalação e tensionamento dos tirantes, T.19.09.L ou T.20.09.L e T.19.09.C ou T.20.09.C. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.10.L e A.19.10.C ou A.20.10.L e A.20.10.C.

FASE 10



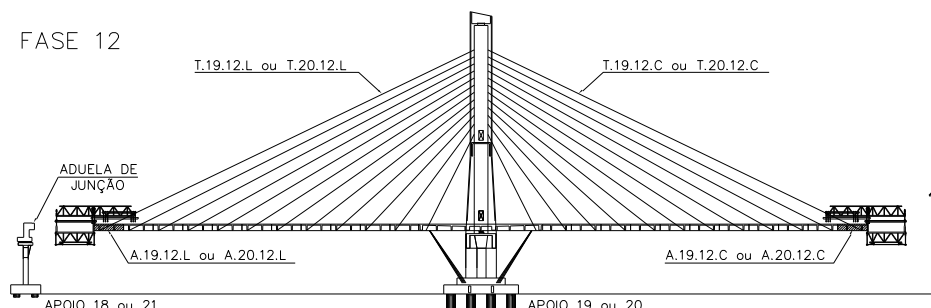
Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.10.L e A.19.10.C ou A.20.10.L e A.20.10.C. Instalação e tensionamento dos tirantes, T.19.10.L ou T.20.10.L e T.19.10.C ou T.20.10.C. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.11.L e A.19.11.C ou A.20.11.L e A.20.11.C.

FASE 11

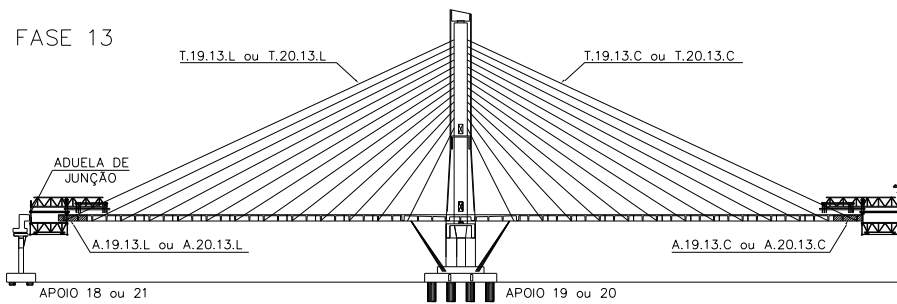


Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.11.L e A.19.11.C ou A.20.11.L e A.20.11.C. Instalação e tensionamento dos tirantes, T.19.11.L ou T.20.11.L e T.19.11.C ou T.20.11.C. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.12.L e A.19.12.C ou A.20.12.L e A.20.12.C.

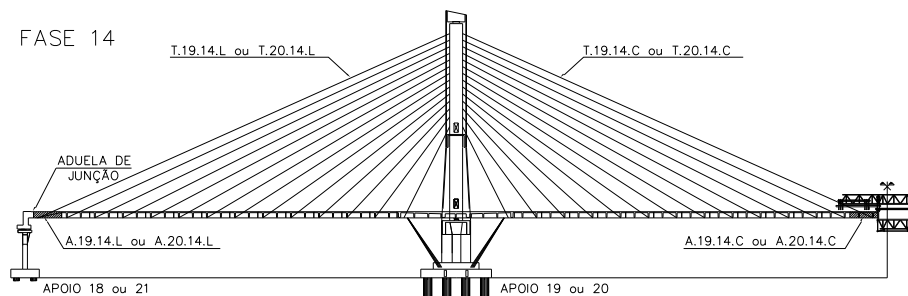
FASE 12



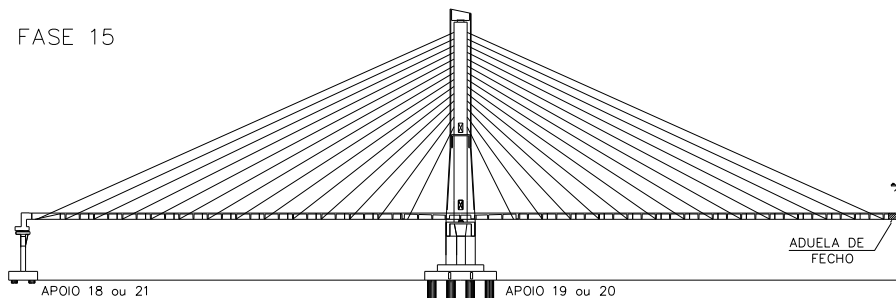
Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.12.L e A.19.12.C ou A.20.12.L e A.20.12.C. Instalação e tensionamento dos tirantes, T.19.12.L ou T.20.12.L e T.19.12.C ou T.20.12.C. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.13.L e A.19.13.C ou A.20.13.L e A.20.13.C.



Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.13.L e A.19.13.C ou A.20.13.L e A.20.13.C. Instalação e tensionamento dos tirantes, T.19.13.L ou T.20.13.L e T.19.13.C ou T.20.13.C. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.14.L e A.19.14.C ou A.20.14.L e A.20.14.C.



Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.14.L e A.19.14.C ou A.20.14.L e A.20.14.C. Instalação e tensionamento dos tirantes, T.19.14.L ou T.20.14.L e T.19.14.C ou T.20.14.C. Retirada dos carros de avanço junto aos apoios 18 e 21. Colocação dos aparelhos de apoio sobre a aduela de junção.



Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas de fecho. Remoção dos cabos provisórios de fixação das aduelas de início.

Figura 4.20 – Faseamento construtivo com o sistema convencional, proposto pelo projectista e adotado pelo construtor, (adaptado, [11])

Na Figura 4.21, apresenta-se o diagrama de Gant do processo construtivo, com o sistema convencional, das aduelas A.19.06.L e A.19.06.C, permite visualizar melhor a relação entre as várias fases construtivas intermédias.

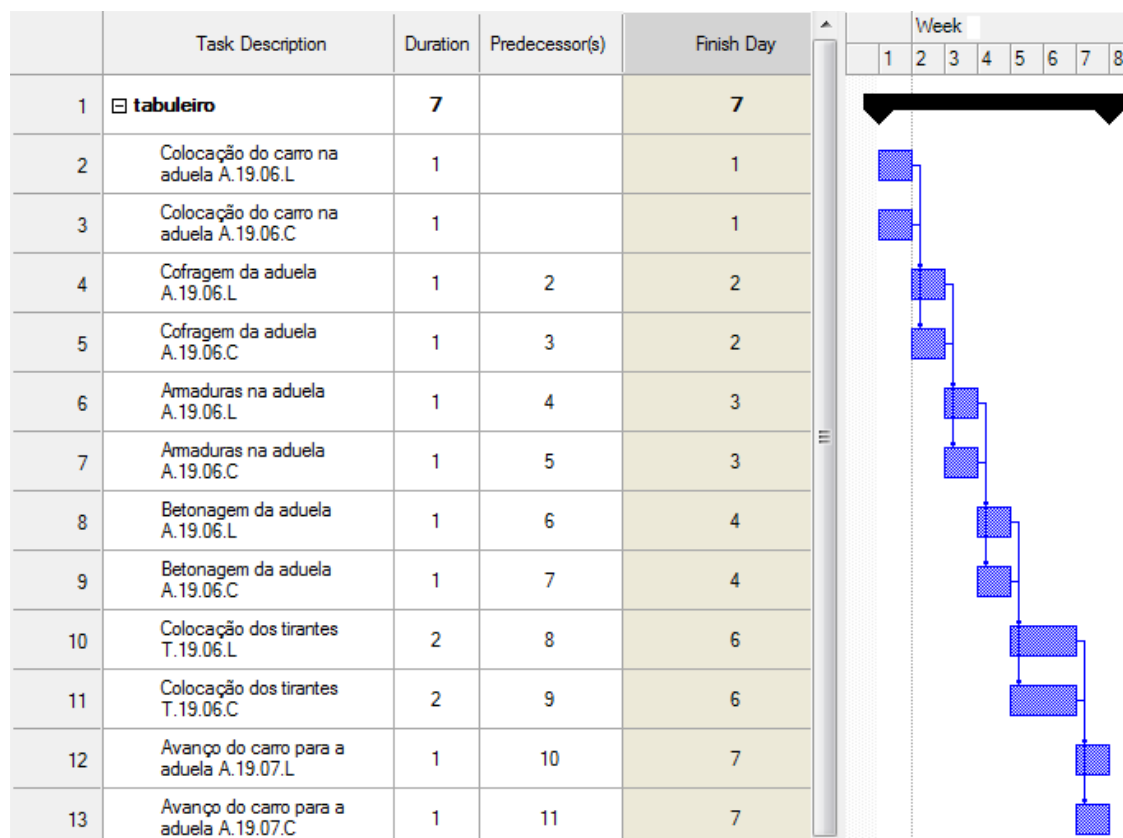


Figura 4.21 – Diagrama de Gant, sequência de construção de uma aduela tipo, com o sistema convencional (imagem CSI Bridge)

A duração do faseamento construtivo de uma aduela com o sistema convencional é de sete dias, as fases intermédias tem duração repartida:

- i. Dois dias entre posicionamento e avanço do carro;
- ii. Um dia para cofragens;
- iii. Um dia para colocação de armaduras;
- iv. Um dia para a betonagem;
- v. Dois dias para colocação dos tirantes, contabilizado o tempo de aquisição de rigidez do betão para se proceder ao avanço do carro.

Na Tabela 4.3 apresenta-se a definição das fases intermédias de execução para as aduelas da estrutura tendo em conta o tipo de ação em cada fase, a idade do betão no momento de aplicação do pré-esforço, a duração da fase e o tempo total desde o início da construção. Aduelas A.19.02.L, A.19.03.L, A.19.04.L, A.19.05.L, A.19.02.C, A.19.03.C, A.19.04.C e A.19.05.

Ações:

- P_CA – Peso do carro de avanço;
- P_A – Peso da aduela;
- AP_CA – Anulação do peso do carro de avanço;
- AP_A – Anulação do peso da aduela.

Tabela 4.3 – Fases construtivas das aduelas, sistema convencional

Fase	Estrutura	Ação	Idade (dias)	Duração fase (dias)	Tempo (dias)
1	Torres/pilares	-	55	-	55
2	Aduela A.19.01	-	10	-	65
3	Aduela A.19.01	P_CA A.19.02	-	1	66
4	Aduela A.19.01	P_A A.19.02	-	3	69
5	Aduela A.19.02	Pré-esforço A.19.02	2	2	71
6	Aduela A.19.01	AP_A A.19.02	-	-	71
7	Aduela A.19.01	AP_CA A.19.02	-	1	72
8	Aduela A.19.02	P_CA A.19.03	-	1	73
9	Aduela A.19.02	P_A A.10.03	-	3	76
10	Aduela A.19.03	Pré-esforço A.19.03	2	2	78
11	Aduela A.19.02	AP_A A.19.19.03	-	-	78
12	Aduela A.19.02	AP_CA A.19.03	-	1	79
13	Aduela A.19.03	P_CA A.19.04	-	1	80
14	Aduela A.19.03	P_A A.19.04	-	3	83
15	Aduela A.19.04	Pré-esforço A.19.04	2	2	85
16	Aduela A.19.03	AP_A A.19.04	-	-	85
17	Aduela A.19.03	AP_CA A.19.04	-	1	86
18	Aduela A.19.04	P_CA A.19.05	-	1	87
19	Aduela A.19.04	P_A A.19.05	-	3	90
20	Aduela A.19.05	Pré-esforço A.19.05	2	2	92
21	Aduela A.19.04	AP_A A.19.05	-	-	92
22	Aduela A.19.04	AP_CA A.19.05	-	1	93

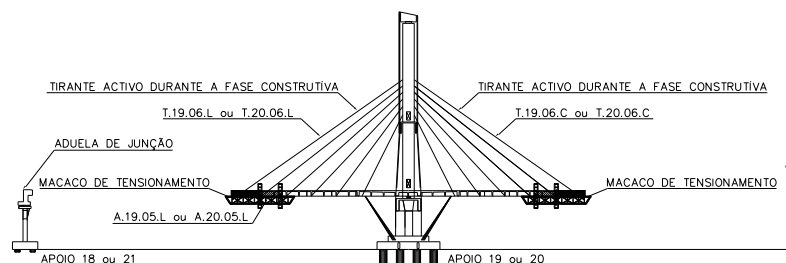
O tempo total de execução da obra, com o sistema construtivo convencional, definiu-se como sendo aproximadamente 163 dias. A evolução da resposta estrutural em fase construtiva pode ser dada em função do tempo ou então em função de cada passo de carga que se materializa pela aplicação de uma ação definida.

4.7.3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO COM O SISTEMA OPS

Dado o elevado número de fases, apresenta-se apenas a sequência de construção das aduelas A.19.06.L, A.19.10.L, A.19.14.L, A.19.06.C, A.19.10.C e A.19.14.C (Figura 4.22). A fase de construção da 1.^a aduela é igual tanto com o sistema convencional como com o sistema OPS. A 1.^a aduela simétrica em ambas as torres, para o vão lateral e para o vão central, foi construída com um cimbra apoiado no maciço de encabeçamento das torres, as restantes fases tem a mesma sequência de construção das aduelas A.19.06.L, A.19.10.L, A.19.14.L, A.19.06.C, A.19.10.C e A.19.14.C. O carro de avanço com o sistema OPS tem o macaco instalado no próprio carro de avanço, este faz o tensionamento à medida da solicitação, de forma automática. No final da construção da aduela e antes do

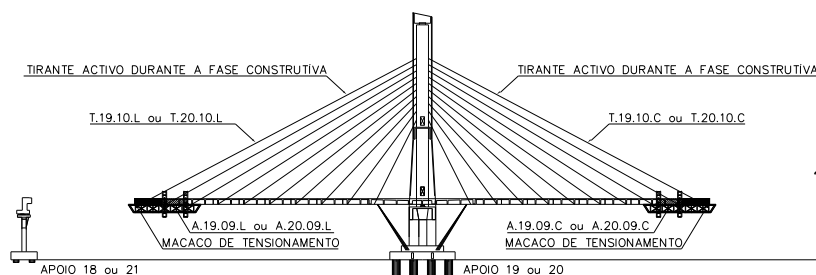
avanço do carro para a execução de nova aduela, o tirante é tensionado para o final do faseamento construtivo, para a ação das cargas permanentes aplicadas à estrutura da ponte de forma a esta não ter deslocamentos verticais. Todas estas operações de tensionamento são automáticas reguladas por um controlador que ativa os macacos de tensionamento. O tensionamento é feito a todos os cordões que compõe o tirante ao mesmo tempo com um macaco de tensionamento tipo “multistrand”.

FASE 6



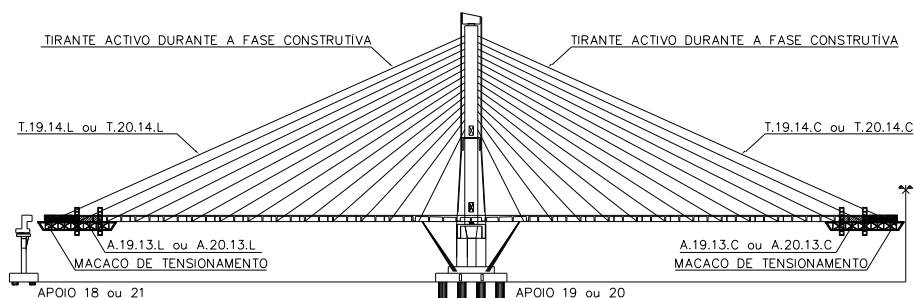
Instalação dos tirantes, T.19.06.L ou T.20.06.L e T.19.06.C ou T.20.06.C. Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.06.L e A.19.06.C ou A.20.06.L e A.20.06.C, tensionamento dos tirantes conforme a solicitação. Tensionamento final e libertação dos tirantes. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.07.L e A.19.07.C ou A.20.07.L e A.20.07.C.

FASE 10



Instalação dos tirantes, T.19.10.L ou T.20.10.L e T.19.10.C ou T.20.10.C. Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.10.L e A.19.10.C ou A.20.10.L e A.20.10.C, tensionamento dos tirantes conforme a solicitação. Tensionamento final e libertação dos tirantes. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.11.L e A.19.11.C ou A.20.11.L e A.20.11.C.

FASE 14



Instalação dos tirantes, T.19.14.L ou T.20.14.L e T.19.14.C ou T.20.14.C. Colocação de formas, colocação das armaduras, betonagem das aduelas, A.19.14.L e A.19.14.C ou A.20.14.L e A.20.14.C, tensionamento dos tirantes conforme a solicitação. Tensionamento final e libertação dos tirantes. Deslocamento dos carros de avanço para execução das aduelas A.19.15.L e A.19.15.C ou A.20.15.L e A.20.15.C.

Figura 4.22 – Sequência construtivas de uma aduela tipo com o sistema OPS

Na Figura 4.23, apresenta-se o diagrama de Gant do processo construtivo, com o sistema OPS, das aduelas A.19.06.L e A.19.06.C que permite visualizar melhor as relações entre as várias fases construtivas intermédias.

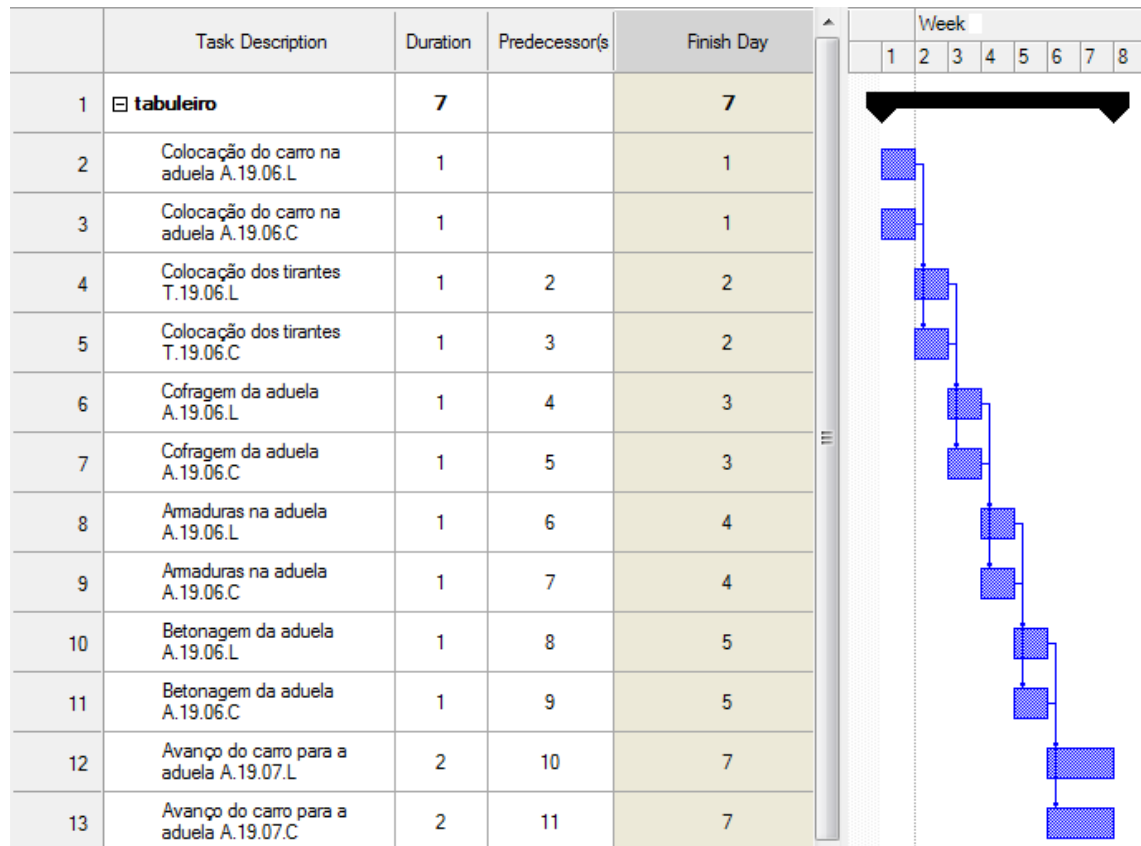


Figura 4.23 – Diagrama de Gant, sequência de construção de uma aduela tipo, com o sistema OPS (imagem CSI Bridge)

A duração do faseamento construtivo de uma aduela com o sistema OPS é de sete dias, as fases intermédias tem duração repartida:

- i. Três dias entre posicionamento e avanço do carro, contabilizado o tempo de aquisição de rigidez do betão para proceder ao avanço do carro;
- ii. Um dia para colocação dos tirantes;
- iii. Um dia para cofragens;
- iv. Um dia para a colocação de armaduras;
- v. Um dia para betonagem.

Na Tabela 4.4 apresenta-se a definição das fases intermédias de execução para as aduelas da estrutura tendo em conta o tipo de ação em cada fase, a idade do betão no momento de aplicação do pré-esforço, a duração da fase e o tempo total desde o início da construção. Aduelas A.19.02.L, A.19.03.L, A.19.04.L, A.19.05.L, A.19.02.C, A.19.03.C, A.19.04.C e A.19.05.

Ações:

- P_CA – Peso do carro de avanço;
- P_A – Peso da aduela.

- AP_CA – Anulação do peso do carro de avanço;
- AP_A – Anulação do peso da aduela.

Tabela 4.4 – Fases construtivas das aduelas, sistema OPS

Fase	Estrutura	Ação	Idade (dias)	Duração fase (dias)	Tempo (dias)
1	Torres/pilares	-	55	-	55
2	Aduela A.19.01	-	10	-	65
3	Aduela A.19.01	P_CA A.19.02	-	1	66
4	Aduela A.19.02	Pré-esforço A.19.02	-	1	67
5	Aduela A.19.01	P_A A.19.02	-	3	70
6	Aduela A.19.01	AP_A A.19.02	-	-	70
7	Aduela A.19.01	AP_CA A.19.02	-	2	72
8	Aduela A.19.02	P_CA A.19.03	-	1	73
9	Aduela A.19.03	Pré-esforço A.19.03	-	1	74
10	Aduela A.19.02	P_A A.10.03	-	3	77
11	Aduela A.19.02	AP_A A.19.19.03	-	-	77
12	Aduela A.19.02	AP_CA A.19.03	-	2	79
13	Aduela A.19.03	P_CA A.19.04	-	1	80
14	Aduela A.19.04	Pré-esforço A.19.04	-	1	81
15	Aduela A.19.03	P_A A.19.04	-	3	84
16	Aduela A.19.03	AP_A A.19.04	-	-	84
17	Aduela A.19.03	AP_CA A.19.04	-	2	86
18	Aduela A.19.04	P_CA A.19.05	-	1	87
19	Aduela A.19.05	Pré-esforço A.19.05	-	1	88
20	Aduela A.19.04	P_A A.19.05	-	3	91
21	Aduela A.19.04	AP_A A.19.05	-	-	91
22	Aduela A.19.04	AP_CA A.19.05	-	2	93

O tempo total de execução da obra, com o sistema construtivo OPS, definiu-se, á semelhança do sistema convencional, como sendo aproximadamente 163 dias. Como no sistema OPS, a evolução da resposta estrutural em fase construtiva pode ser dada em função do tempo ou então em função de cada passo de carga que se materializa pela aplicação de uma ação definida.

4.7.3.1. Modelação do carro de avanço

Os carros de avanço têm um efeito considerável na deformação da estrutura, efeito da carga devido ao peso próprio. Os carros de avanço suportam elementos da estrutura em relação aos quais não é possível atribuir capacidade resistente. Neste trabalho modelam-se os carros de avanço com uma treliça na qual são aplicadas as cargas respeitantes ao seu peso próprio e da aduela em construção.

A modelação do carro de avanço dada a complexidade de na realidade ser uma treliça espacial, mas, como o objetivo era aplicar os esforços do carro de avanço à estrutura da ponte, foi simulado através de uma treliça plana em que as cargas do equipamento e da aduela foram aplicadas no próprio carro de avanço (Figura 4.24). O mesmo modelo serviu para simular os dois tipos de carro de avanço, construção com o sistema convencional e construção com o sistema OPS. Para a carga relativa ao carro de avanço considerou-se uma carga vertical de igual valor para os dois sistemas de construção. No entanto, à possibilidade de com o sistema OPS reduzir significativamente a carga do carro de avanço, pela forma como este durante a execução da aduela está apoiado, não está em consola conforme quando se opta pelo sistema de construção convencional.

O comprimento total do carro de avanço é de 14.75m, a distância ente fixações é de 5.30m e 6.50m.

Com o sistema convencional o carro de avanço está fixado no último par de tirantes e no início da aduela construída, a distância entre fixações é de 5.30m. Com a utilização do sistema OPS, o carro tem ainda outro apoio que é a ancoragem dos tirantes a colocar da aduela que vai ser executada, com uma distância de 6.50m. No sistema OPS a ancoragem do par de tirantes da fase é feita ao macaco de tensionamento que é fixado ao carro de avanço. As cargas aplicadas tanto com o sistema de construção convencional como com o sistema de construção Ops são aplicadas ambas no carro de avanço. A carga do carro de avanço é simulada com uma carga pontual vertical de 650kN aplicada no alinhamento de 1/3 do comprimento da aduela a construir, a carga da aduela é simulada com uma carga pontual vertical no carro de avanço de 1368.90kN aplicada no alinhamento do centro longitudinal da aduela (Figura 4.24).

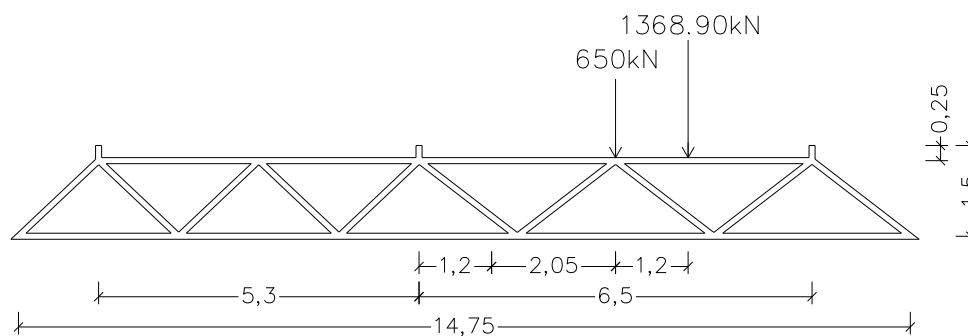


Figura 4.24 – Carro de avanço, simulação do modelo

4.8. DETERMINAÇÃO DA FORÇA NOS TIRANTES

4.8.1. INTRODUÇÃO

O sucesso do controlo geométrico durante a construção depende consideravelmente da rapidez e fiabilidade da aquisição da informação em obra, bem como da facilidade com que se possa proceder à sua interpretação [17].

A verificação da segurança durante o processo construtivo implica sempre o conhecimento dos campos de tensões e deformações associados a cada fase construtiva. Por outro lado, é necessário calcular as coordenadas de posicionamento de cada aduela, bem como a força de montagem dos respetivos tirantes, por forma a alcançar a geometria e a distribuição de tensões previstas no horizonte do projecto [17].

Várias metodologias formuladas ao longo dos anos permitem a anulação dos deslocamentos e elevados esforços de flexão no tabuleiro no final do faseamento construtivo. Estas metodologias permitem

também estimar a força a aplicar nos tirantes. As metodologias/técnicas baseiam-se em imposições de deslocamentos ou esforços, tendo como objetivo anular os deslocamentos no tabuleiro e nas torres para a ação das cargas permanentes. Os métodos conhecidos e aplicados são:

- i. Método de Redução de Deformações, neste método é determinado matrizes de influência dos esforços nos tirantes e das deformações do tabuleiro e torres;
- ii. Método de Redução do Momento Fletor Máximo, este método baseia-se no equilíbrio das cargas, reduz o momento fletor máximo no tabuleiro, permitindo estimar a força a instalar nos tirantes;
- iii. Método do equilíbrio das forças, este método procura um coeficiente a aplicar á tensão nos tirantes, deste modo a distribuição de momentos fletores para a ação das cargas permanentes é o de uma viga contínua apoiada, sendo os apoios as ancoragens dos tirantes.

Os métodos referidos não têm em conta o faseamento construtivo sequencial, estão baseados na configuração final da estrutura, não levam em conta o processo construtivo, não contemplando a redistribuição de esforços que ocorrem durante a construção faseada, aduela a aduela, com betonagem in situ. Desta forma o ajuste da força nos tirantes é feito por um processo quase manual, este processo interativo pode ser baseado no método de Anulação dos Deslocamentos ao longo do processo construtivo ou ainda no Método da Redução de Deformações. Processo este conseguido através de tentativas com aplicação da técnica da desmontagem [17].

O método da desmontagem consiste no cálculo sequencial da estrutura, levando em conta todas as modificações da estrutura e modificações de carga ao longo do processo construtivo da fase de montagem da estrutura, mas processa-se em sentido inverso, da estrutura finalizada para a fase inicial. Permite esta técnica conhecer todos os estados de tensão da estrutura ao longo do faseamento construtivo assim como todas as configurações geométricas, em todo o faseamento construtivo. Em cada um dos ciclos é necessário proceder à correção da geometria de posicionamento das aduelas e da força de montagem dos tirantes, até se alcançar a solução pretendida. A técnica referida exige um esforço de cálculo muito importante, relacionado com o volume de dados da desmontagem e das análises de montagem sucessivas.

Apesar de se tomarem medidas ao nível da conceção, do cálculo e da execução da estrutura, que melhoram o controlo geométrico do tabuleiro e das forças nos tirantes, existem sempre erros inevitáveis, conduzindo geralmente à consideração da sua correção posterior. As pontes atirantadas permitem tirar partido da sua elevada flexibilidade e sistema de suspensão atirantado para efetuar correções consideráveis de geometria e de tensões numa dada fase da construção. Esta possibilidade implica a necessidade de ter um modelo de simulação que permita efetuar um estudo rigoroso de geometria, em simultâneo com o cálculo das forças nos tirantes para a configuração de cargas previstas. Este modelo, apoiado por um sistema convenientemente estabelecido de aquisição de dados e monitorização da estrutura, serve de guia e ferramenta de apoio à decisão durante o processo construtivo [17].

Durante o faseamento construtivo de uma ponte atirantada, podem ocorrer divergências entre o estado real e o estado previsto em projeto. Os principais fatores de erro podem ser divididos em três categorias, a saber:

- i. Erros de análise estrutural, como; propriedades dos materiais, estimativa incorreta da carga permanente, estimativa incorreta da rigidez dos elementos, erros no modelo numérico;
- ii. Erros de construção, defeitos de instalação dos tirantes;
- iii. Erros de fabricação; dimensão dos elementos estruturais, pormenores mal executados.

No geral as pontes atirantadas, devido à elevada flexibilidade do tabuleiro, os tirantes são tensionados inicialmente para equilibrar as cargas permanentes, em alguns casos são tensionados para o faseamento construtivo e posteriormente retensionados após as restantes cargas permanentes serem aplicadas. Desta forma, consegue-se uma distribuição de momentos fletores no tabuleiro para as cargas permanentes equivalente à de uma viga contínua apoiada nas ancoragens dos tirantes.

Para um controlo eficaz das deformações ao nível do tabuleiro, de forma a evitar esforços excessivos a fase construtiva deve ser modelada tendo em conta todas as modificações ao longo do faseamento construtivo. O projeto da obra de arte deve incluir o faseamento construtivo, este é essencial pois dá a conhecer todas as alterações nos elementos estruturais durante a construção. Os esforços no tabuleiro durante o faseamento construtivo são consequência direta do processo utilizado para a construção.

4.8.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO DOS TIRANTES

De forma a obter uma primeira aproximação da área de aço nos tirantes para a ação das cargas permanentes supõe-se que o tabuleiro está apoiado em todo o seu comprimento, como uma viga continua em que a distância entre apoios é a distância entre ancoragens. Considerando a tensão máxima admissível para cada tirante e que a totalidade da carga aplicada ao tabuleiro é suspensa pelos tirantes, a área de aço necessária para cada tirante é dada pela expressão (4.2):

$$A = \frac{q_{\max}}{\sigma_{Adm} \times \sin \alpha_i} \quad (4.2)$$

em que,

- q_{\max} - Carga máxima aplicada ao tabuleiro;
- σ_{Adm} - Tensão máxima admissível nos tirantes;
- α_i - Ângulo que o tirante forma com a horizontal, o tabuleiro e o plano vertical.

No pré-dimensionamento admitiu-se que cada par de tirantes equilibra a carga vertical que atua numa determinada área de influência (Figura 4.25). O peso do tabuleiro para as cargas permanentes é de 243.20 kN/m, como temos dois planos de atirantamento a área de influência transversal é metade da largura do tabuleiro, 8.65m, o peso de metade do tabuleiro para a ação das cargas permanentes é de 121.60 kN/m. Os tirantes para a ação das cargas permanentes são dimensionados para um valor máximo de tensão de 0.30 (f_{ptk}).

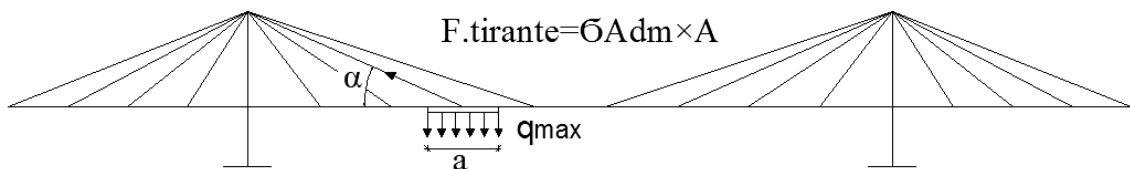


Figura 4.25 – Pré-dimensionamento das secções dos tirantes (adaptado [5])

Nas Tabela 4.5 e na Tabela 4.6, apresentam-se os resultados do pré-dimensionamento da secção dos tirantes, dada a simetria apresenta-se só os valores para a torre 19, vão lateral e vão central, para a torre 20 os valores são iguais.

Tabela 4.5 – Pré-dimensionamento da secção dos tirantes, vão lateral torre 19

Tirante	Coordenadas		Ângulo	Faixa de influência	Força no tirante (kN)	N.º de cordões	Área de aço (cm ²)
	X	Z					
T.19.01.L	12.30	22.43	61.26	9.40	1303.63	16	24.00
T.19.02.L	18.80	23.93	51.85	6.50	1005.09	12	18.00
T.19.03.L	25.30	25.43	45.15	6.50	1114.88	14	21.00
T.19.04.L	31.80	26.93	40.26	6.50	1223.04	15	22.50
T.19.05.L	38.30	28.43	36.59	6.50	1325.99	16	24.00
T.19.06.L	44.80	29.93	33.75	6.50	1422.68	17	25.50
T.19.07.L	51.30	31.43	31.49	6.50	1513.16	18	27.00
T.19.08.L	57.80	32.93	29.67	6.50	1596.76	19	28.50
T.19.09.L	64.30	34.43	28.17	6.50	1674.26	20	30.00
T.19.10.L	70.80	35.93	26.91	6.50	1746.39	21	31.50
T.19.11.L	77.30	37.43	25.84	6.50	1813.43	22	33.00
T.19.12.L	83.80	38.93	24.92	6.50	1875.86	23	34.50
T.19.13.L	90.30	40.43	24.12	6.50	1934.18	23	34.50
T.19.14.L	96.80	41.93	23.42	6.45	1973.29	24	36.00

Tabela 4.6- Pré-dimensionamento da secção dos tirantes, vão central torre 19

Tirante	Coordenadas		Ângulo	Faixa de influência	Força no tirante (kN)	N.º de cordões	Área de aço (cm ²)
	X	Z					
T.19.01.C	12.30	22.43	61.26	9.40	1303.63	16	24.00
T.19.02.C	18.80	23.93	51.85	6.50	1005.09	12	18.00
T.19.03.C	25.30	25.43	45.15	6.50	1114.88	14	21.00
T.19.04.C	31.80	26.93	40.26	6.50	1223.04	15	22.50
T.19.05.C	38.30	28.43	36.59	6.50	1325.99	16	24.00
T.19.06.C	44.80	29.93	33.75	6.50	1422.68	17	25.50
T.19.07.C	51.30	31.43	31.49	6.50	1513.16	18	27.00
T.19.08.C	57.80	32.93	29.67	6.50	1596.76	19	28.50
T.19.09.C	64.30	34.43	28.17	6.50	1674.26	20	30.00
T.19.10.C	70.80	35.93	26.91	6.50	1746.39	21	31.50
T.19.11.C	77.30	37.43	25.84	6.50	1813.43	22	33.00
T.19.12.C	83.80	38.93	24.92	6.50	1875.86	23	34.50
T.19.13.C	90.30	40.43	24.12	6.50	1934.18	23	34.50
T.19.14.C	96.80	41.93	23.42	6.45	1973.29	24	36.00

Pretende-se com a área de aço obtida do pré-dimensionamento, que a tensão instalada em cada tirante, seja, durante o faseamento construtivo ou com a ponte em fase de serviço, submetida á sobrecarga rodoviária, não ultrapasse os valores limites.

4.8.3. ANÁLISE DA PONTE ANTES DO TENSIONAMENTO

4.8.3.1. Considerações iniciais

A primeira modelação da ponte foi com base no pré-dimensionamento da secção dos tirantes, com o comportamento passivo dos tirantes, submetida à ação das cargas permanentes. Com esta modelação foi possível obter informação essencial, em termos de deslocamentos, tensões e de esforços, de forma suficiente, para o ajuste da força nos tirantes, para o faseamento construtivo, para o final do faseamento construtivo (com a estrutura da ponte submetida a todas as cargas permanentes, indeformada verticalmente) e para a ponte em fase de serviço.

Os tirantes nesta modelação estão na estrutura da ponte como elementos passivos, o tabuleiro tem nesta fase deslocamentos excessivos e está com esforços elevados, principalmente esforços de flexão. A força instalada nos tirantes é inferior à pretendida. A estrutura da ponte tem tirantes com níveis de tensão baixa o que faz com que os tirantes apresentem uma rigidez bastante baixa, isto deve-se ao efeito de catenária. O pré-dimensionamento da secção dos tirantes teve como limite máximo 0.30 (f_{ptk}), tensão última do aço de pré-esforço. O pré-dimensionamento foi efetuado de forma a obter uma tensão dentro dos limites inferiores, sugerido por vários autores, para que na fase construtiva, assim como na fase de serviço a tensão não ultrapasse os limites superiores, 0.45 a 0.50 (f_{ptk}), sugerido pelos mesmos autores. A variação de tensão nos tirantes durante o faseamento construtivo está ligada diretamente ao processo construtivo utilizado.

4.8.3.2. Resultados da modelação

Com a modelação antes do tensionamento dos tirantes os esforços são superiores aos regulamentares e admissíveis, a estrutura tem um desempenho deficiente longe da eficácia esperada.

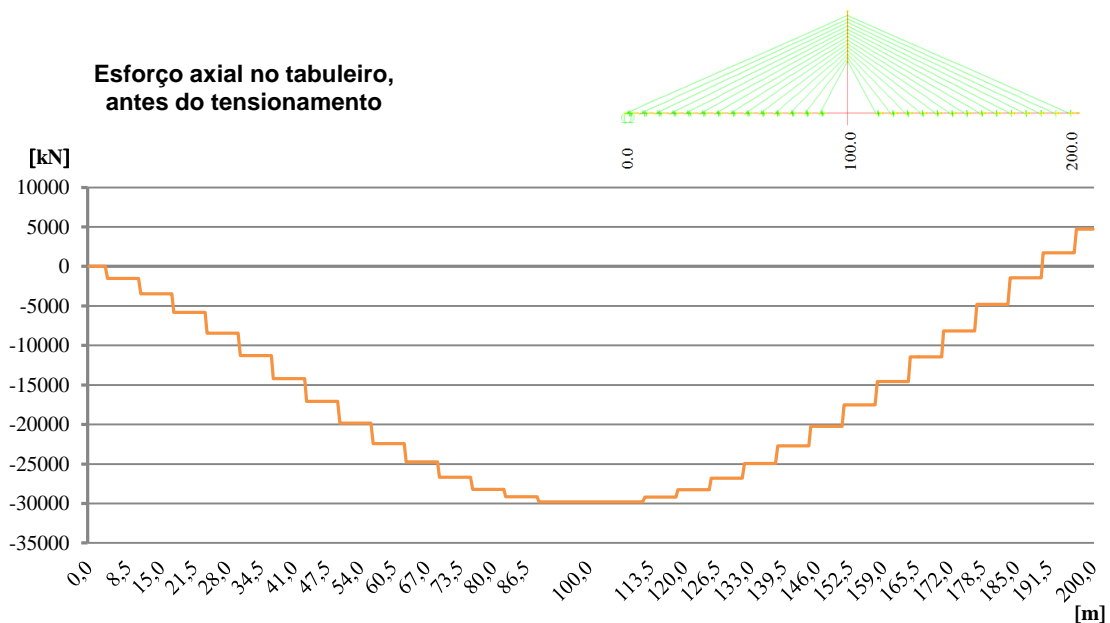


Figura 4.26 - Esforço axial no tabuleiro, antes do tensionamento dos tirantes (ação das cargas permanentes)

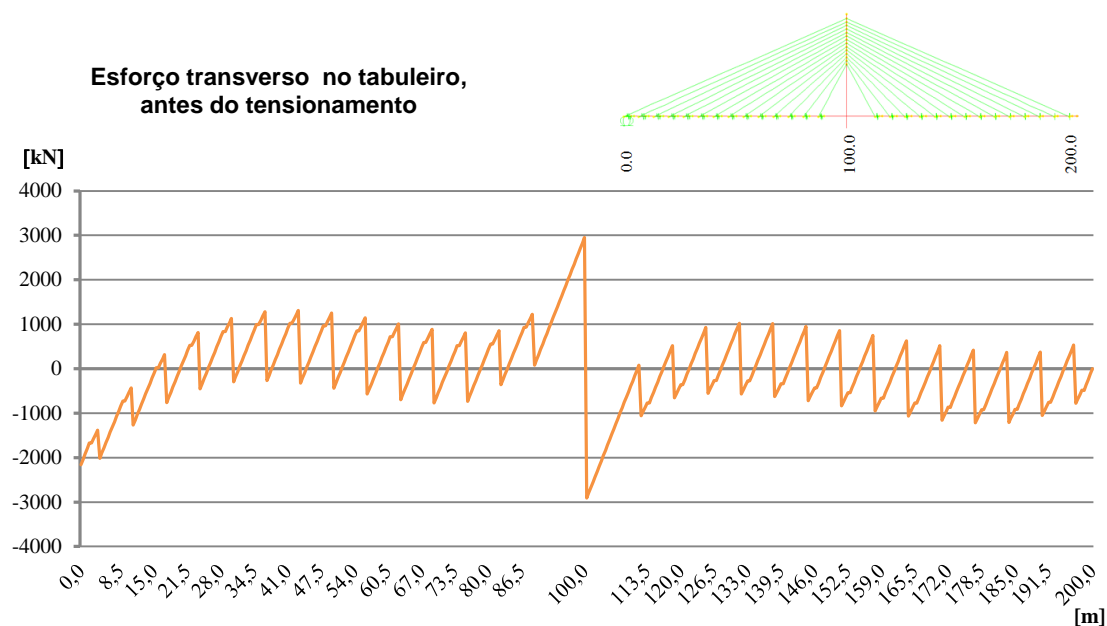


Figura 4.27 – Esforço transverso no tabuleiro, antes do tensionamento dos tirantes (ação das cargas permanentes)

A estrutura da ponte sem o tensionamento dos tirantes apresenta, na zona das torres elevados momentos fletores negativos. As aduelas A.19.12.L e A.19.13.L, no vão lateral, e as aduelas A.19.13.C e A.19.14.C, no vão central, estão submetidas a elevados momentos fletores positivos, consequência da baixa rigidez dos tirantes (Figura 4.28).

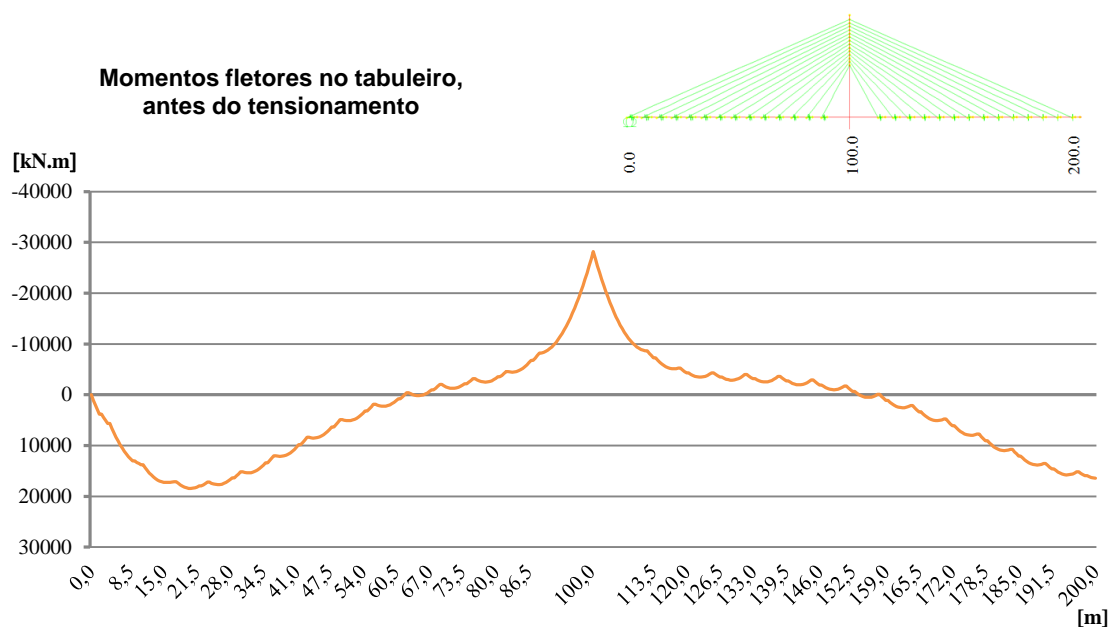


Figura 4.28 – Momentos fletores no tabuleiro, antes do tensionamento dos tirantes (ação das cargas permanentes)

A força instalada nos tirantes deveria apresentar uma variação linear crescente das torres para o vão lateral e para o vão central (Figura 4.29).

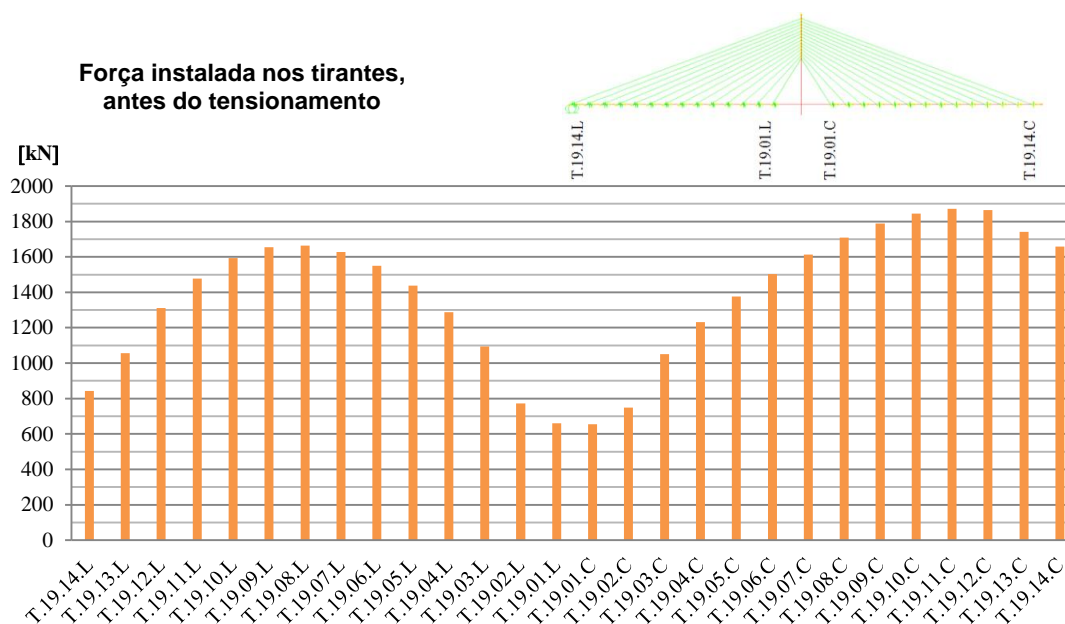


Figura 4.29 – Força instalada nos tirantes, antes do tensionamento dos tirantes (ação das cargas permanentes)

O comportamento passivo dos tirantes, antes do tensionamento, resulta em grandes deslocamentos da estrutura, assim como elevadas tensões e esforços de flexão no tabuleiro. Estes esforços se não for previsto um plano de tensionamento adequado, resulta num sobredimensionamento da secção transversal do tabuleiro, levando a secções robustas. Durante o faseamento construtivo, mesmo com a utilização do sistema construtivo mais desfavorável, a tensão nos tirantes deve estar dentro dos limites sugeridos, para que não se verifique variações de esforços que possam levar a que o sobredimensionamento aconteça. Os níveis baixos de tensão reduzem significativamente a rigidez dos tirantes, comprometendo desta forma a eficiência do sistema de atirantamento e do sistema estrutural em geral. Com baixos níveis de tensão instalada nos tirantes, o sistema de atirantamento torna-se ineficaz no encaminhamento das cargas do tabuleiro para as torres (Figura 4.30).

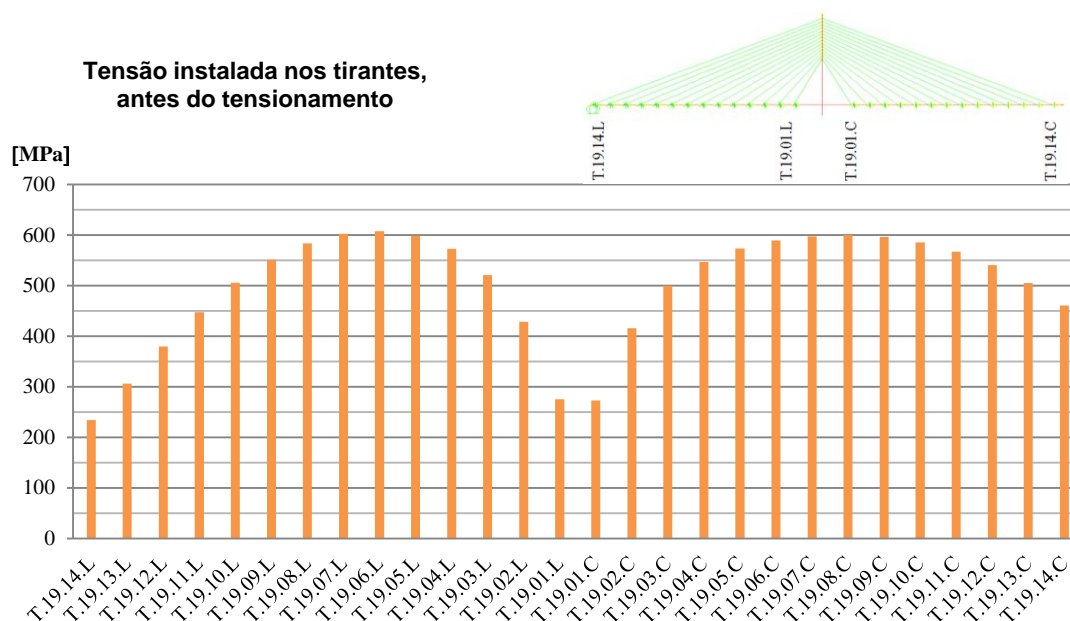


Figura 4.30 - Tensão instalada nos tirantes, antes do tensionamento dos tirantes (ação das cargas permanentes)

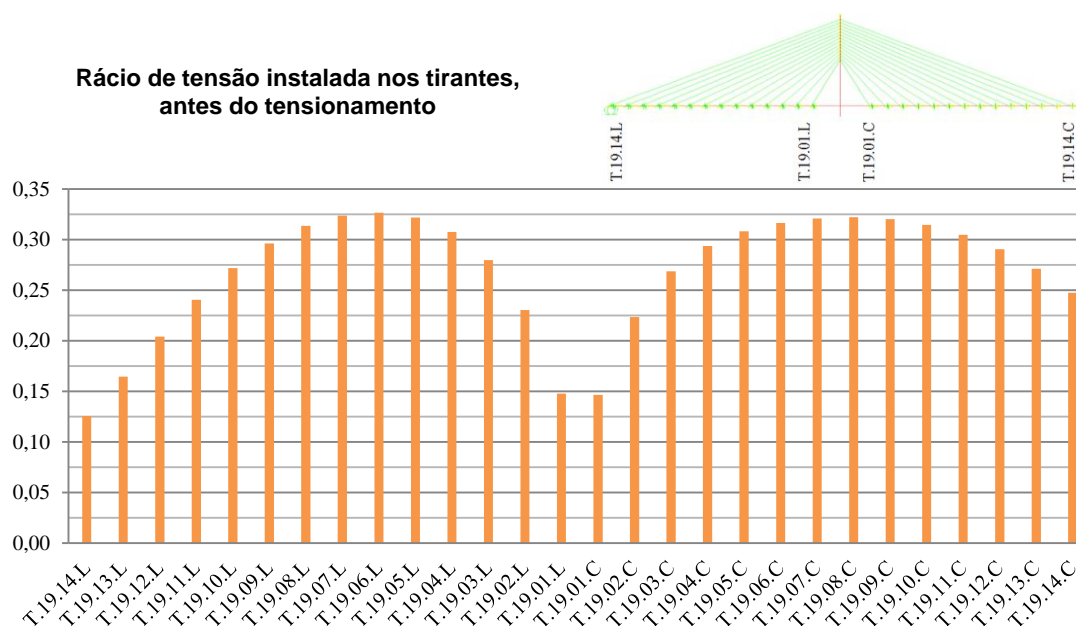


Figura 4.31 – Rácio de tensão instalada nos tirantes, antes do tensionamento dos tirantes (ação das cargas permanentes)

Os elevados deslocamentos no tabuleiro provocados pelo não tensionamento dos tirantes produz elevados esforços de flexão e tensões excessivas, só com um plano de tensionamento adequado dos tirantes é possível eliminar os deslocamentos. O tensionamento deve passar por um processo iterativo para que cubra o faseamento construtivo e a ponte submetida à sobrecarga de serviço. O processo iterativo deve visar os vários estados de carga e ainda os vários passos de carga durante o faseamento construtivo (Figura 4.32).

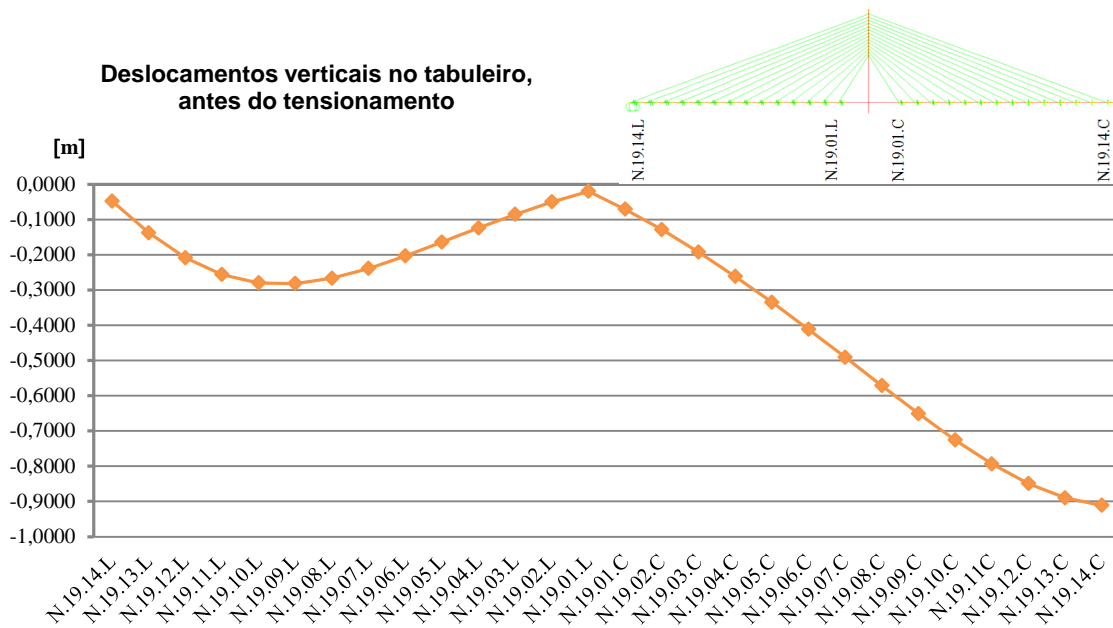


Figura 4.32 – Deslocamentos verticais do tabuleiro, antes do tensionamento dos tirantes (ação das cargas permanentes)

A deformada da ponte, submetida à ação das cargas permanentes sem o tensionamento dos tirantes, apresenta um deslocamento a meio do vão principal de 0.911 m (Figura 4.33).

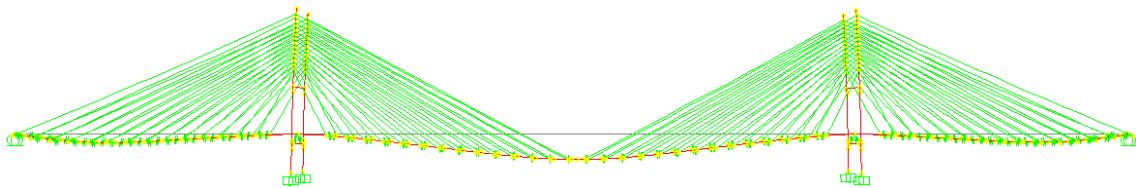


Figura 4.33 - Deformada inicial da ponte, com base no pré-dimensionamento da secção dos tirantes, deslocamento vertical a meio vão $\delta v = 0.9110\text{m}$ (ação das cargas permanentes) (ampliada 10 vezes, imagem CSI Bridge).

A modelação da estrutura da ponte sem o tensionamento dos tirantes para que o tabuleiro apresente deslocamentos verticais nulos, serviu, unicamente para a recolha de informação, respeitante aos deslocamentos e esforços principais e condicionantes para ajuste da tensão nos tirantes.

4.8.4. TENSIONAMENTO DOS TIRANTES

O equilíbrio das pontes de tirantes é conseguido definindo as forças nos tirantes a partir da deformação que lhes é necessário produzir, para equilibrar a ação das cargas permanentes e assegurar, em simultâneo, a geometria pretendida do tabuleiro e das torres, no horizonte de projeto [8].

A primeira modelação da estrutura da ponte, neste trabalho, foi com base no pré-dimensionamento da secção dos tirantes para a ação das cargas permanentes, com o comportamento passivo dos tirantes. Com a primeira modelação obteve-se informação necessária, de esforços, tensões e deslocamentos,

para o ajuste da tensão nos tirantes. Na segunda fase modelou-se a estrutura para a posição final pretendida, estrutura indeformada na vertical, para a ação das cargas permanentes.

No modelo foi aplicado a carga respeitante às cargas permanentes do tabuleiro da ponte, aplicou-se uma extensão em cada tirante, simulando o encurtamento no processo de tensionamento. Os pontos de controlo foram, os pontos de ancoragem, pontos de convergência dos tirantes com o tabuleiro, nos quais se pretendia que o deslocamento vertical fosse nulo, os outros pontos foram o topo das torres. Pretendia-se para o tabuleiro deslocamentos verticais nulos, porque o tabuleiro da ponte na realidade tem a rasante sem inclinação longitudinal, por este motivo a deformada coincide com a rasante do tabuleiro da ponte.

Para obter a estrutura na posição indeformada no final do faseamento construtivo com a colocação de todas as cargas permanentes, foi necessário obter a tensão a instalar em cada tirante, fazendo um método de ajuste iterativo para os vários casos e passos de carga com a seguinte sequência:

- i. Aplicar à estrutura da ponte, no tabuleiro, a ação devida a todas as cargas permanentes;
- ii. Obter os valores dos deslocamentos a controlar para que a estrutura fique na posição indeformada, pontos de ancoragem dos tirantes e topo da torre, formando o vetor deslocamentos devido à ação das cargas permanentes;
- iii. Introduzir uma extensão em cada tirante individualmente, neste caso foi aplicado uma extensão de -0.002m a cada tirante, obteve-se uma matriz quadrada de 28×28 elementos, dada a simetria da estrutura da ponte o controlo foi aplicado a metade da estrutura;
- iv. Através da resolução do sistema obteve-se os coeficientes a aplicar a cada tirante;
- v. Aplicou-se o coeficiente respetivo a cada tirante, coeficiente multiplicativo pela respetiva extensão aplicada, desta forma obteve-se a estrutura indeformada verticalmente, sem deslocamentos verticais, para a ação das cargas permanentes.

4.8.5. ANÁLISE DA ESTRUTURA DA PONTE DEPOIS DO TENSIONAMENTO

4.8.5.1. Considerações iniciais

A estrutura da ponte foi modelada para a posição indeformada verticalmente, para ação das cargas permanentes. Foi aplicado um plano de tensionamento através do qual se obteve a ponte sem deslocamentos verticais, para a ação das cargas permanentes que inclui a ação de tensionamento dos tirantes, assumindo que todas as cargas permanentes são aplicadas na estrutura completa.

A hiperstática, interior, das estruturas de pontes atirantadas, faz destas um processo complexo no tensionamento adequado dos tirantes. Quando um tirante é tensionado vai influenciar toda a tensão instalada nos outros tirantes, embora de forma mais significativa nos tirantes mais próximos. O processo de tensionamento é um processo iterativo em que a escolha do tensionamento adequado dos tirantes só é possível conhecendo o processo construtivo faseado. As cargas relativas ao peso próprio e aos equipamentos de apoio à construção devem ser rigorosamente quantificadas. Uma quantificação com falta de rigor, pode levar a variações significativas de tensão nos tirantes.

A estrutura da ponte sem deslocamentos verticais, funciona como uma viga apoiada, em que os apoios são a torre e as ancoragens dos tirantes. Depois de um tensionamento adequado os esforços são os esperados.

4.8.5.2. Resultados da modelação

A estrutura da ponte nesta modelação está unicamente submetida à ação das cargas permanentes, cargas respeitantes ao peso do tabuleiro, pavimento betuminoso, passeios, guarda corpos, bordaduras, lancis e sistema de drenagem, com o valor característico.

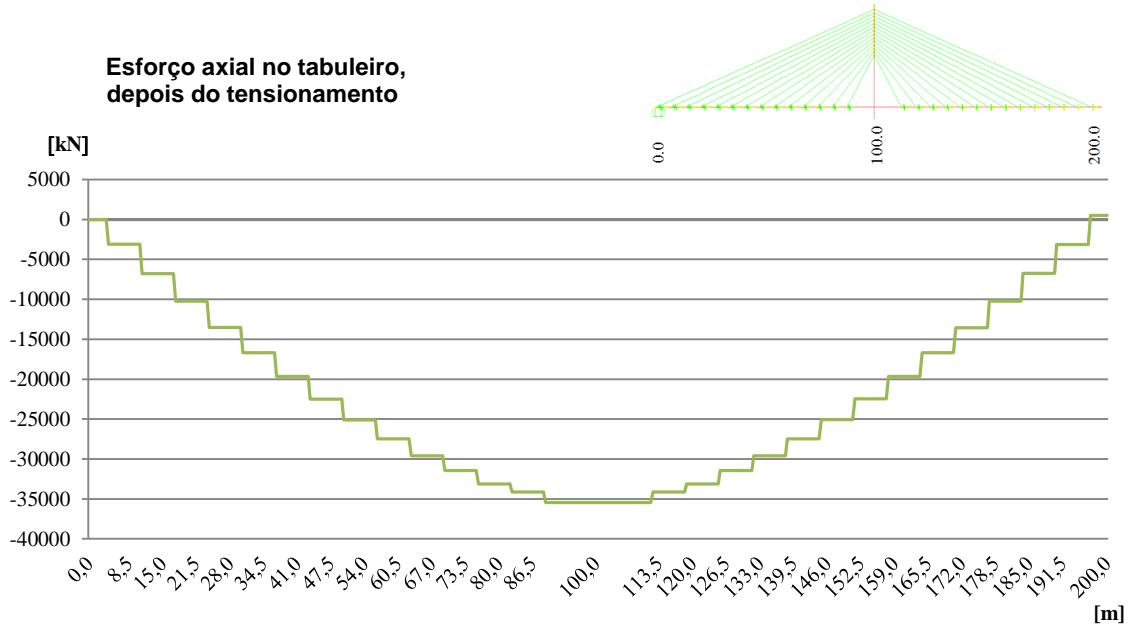


Figura 4.34 – Esforço axial no tabuleiro, depois do tensionamento (ação das cargas permanentes)

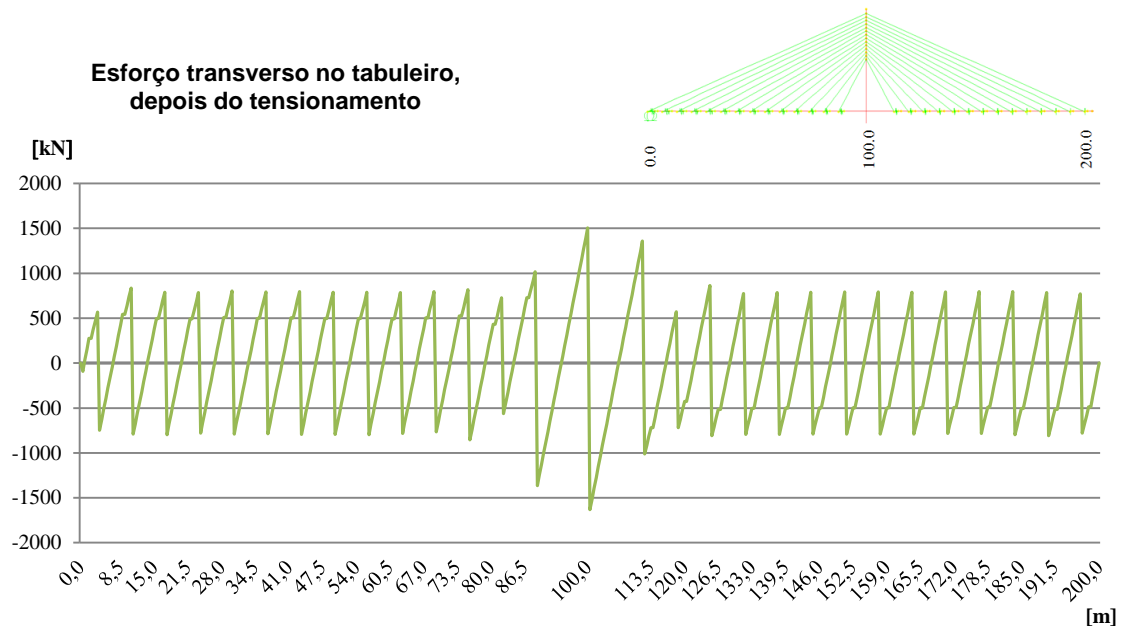


Figura 4.35 - Esforço transversal no tabuleiro, depois do tensionamento (ação das cargas permanentes)

Os deslocamentos nulos nos pontos de controlo, ponto de ancoragem dos tirantes ao tabuleiro e topo das torres, levam a que se verifique valores de flexão reduzidos (Figura 4.36).

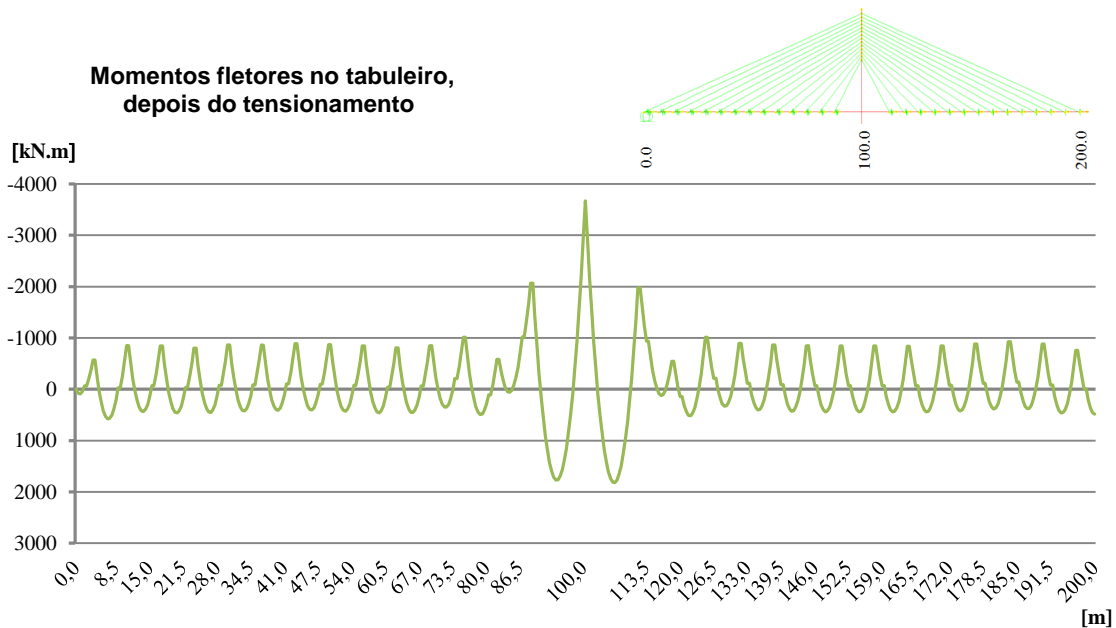


Figura 4.36 – Momentos fletores no tabuleiro, depois do tensionamento, (ação das cargas permanentes)

As tensões de compressão (Figura 4.37 e Figura 4.38), no tabuleiro submetido unicamente à ação das cargas permanentes, encontram-se com valores baixos, 8.15MPa, abaixo dos valores regulamentares 24.00MPa.

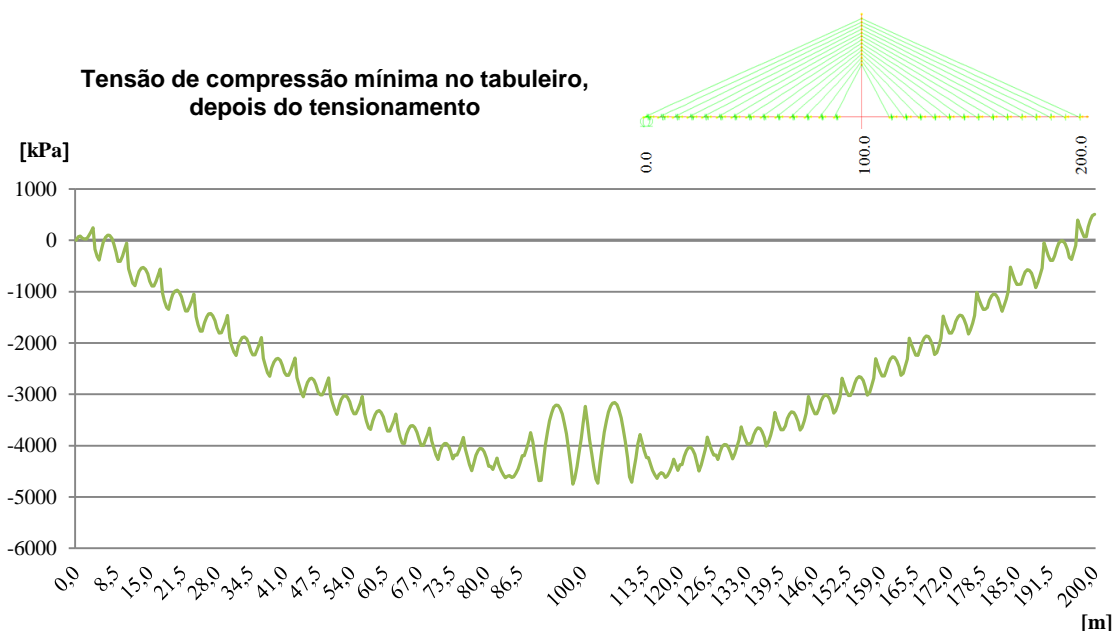


Figura 4.37 – Tensão de compressão mínima no tabuleiro, depois do tensionamento (ação das cargas permanentes)

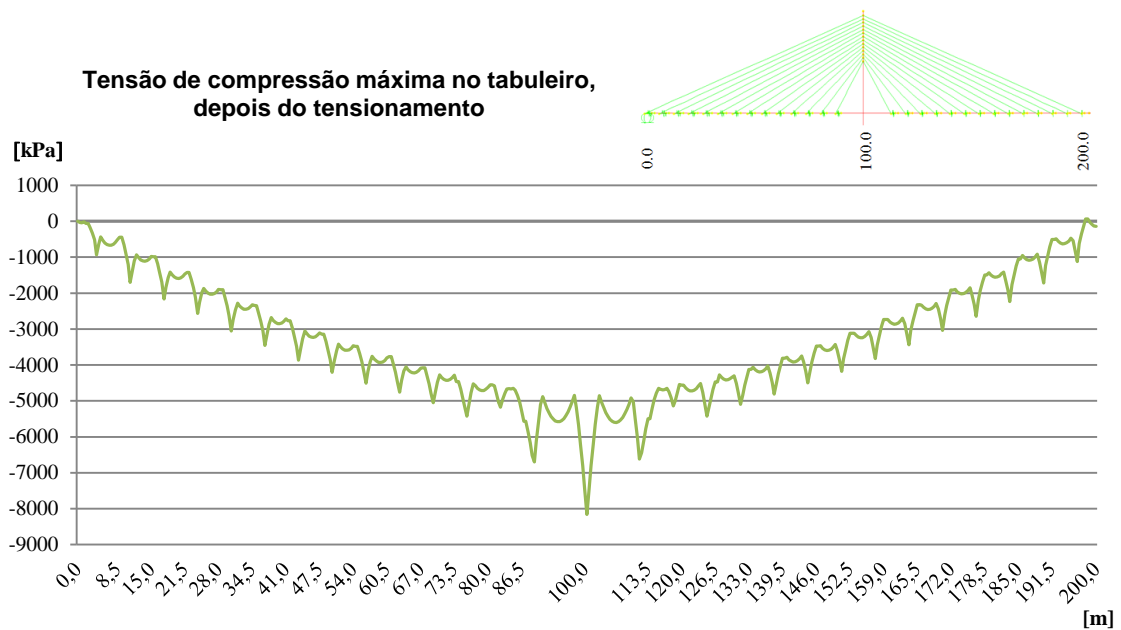


Figura 4.38 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro, depois do tensionamento (ação das cargas permanentes)

A força instalada nos tirantes (Figura 4.39), tem uma variação linear crescente, semelhante á força obtida com o pré-dimensionamento. A variação da força crescente para os tirantes mais longos resulta do ângulo formado do tirante com o tabuleiro e com a torre, que diminui com o desenvolvimento do tabuleiro, das torres para o vão principal e das torres para o vão lateral. A variação da força instalada entre os tirantes, T.19.01.L, T.19.02.L, e T.19.01.C, T.19.02.C, resulta da área de influência, o primeiro par de tirantes tem uma área de influência maior, sendo igual nos restantes.

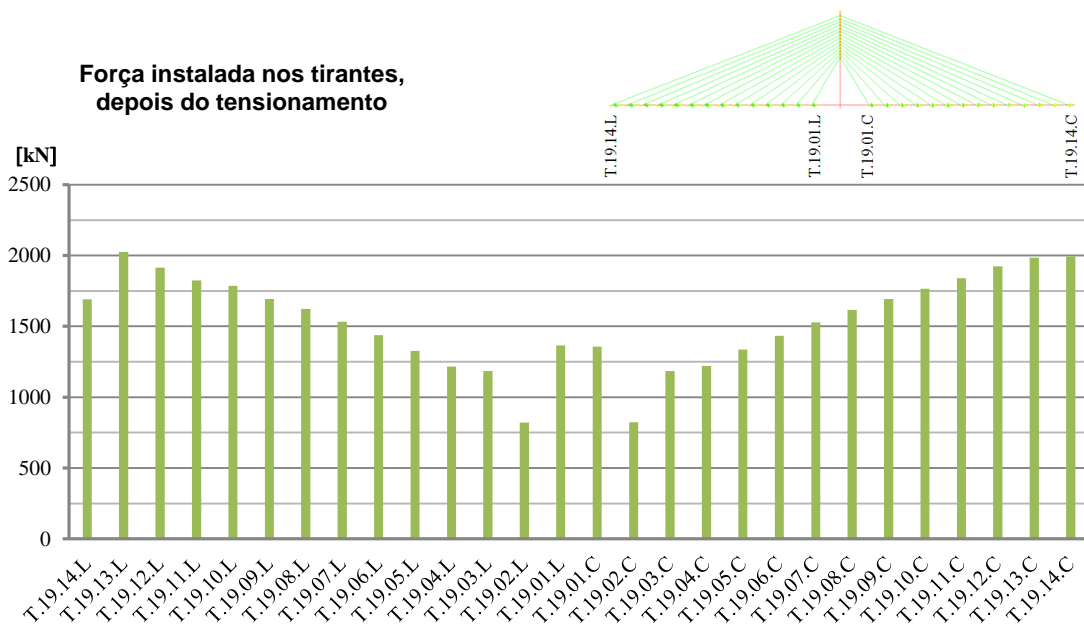


Figura 4.39 – Força instalada nos tirantes, depois do tensionamento (ação das cargas permanentes)

Com a ação das cargas permanentes, depois do tensionamento dos tirantes, verifica-se que a tensão é aproximada da tensão do pré-dimensionamento da secção (Figura 4.40).

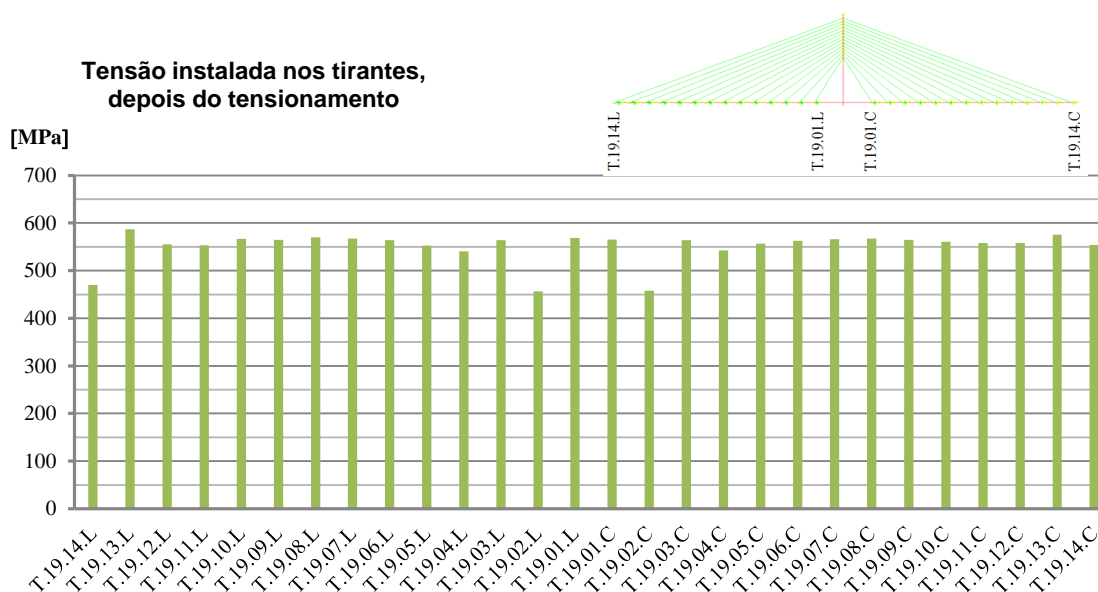


Figura 4.40 - Tensão instalada nos tirantes, depois do tensionamento (ação das cargas permanentes)

A tensão instalada nos tirantes deve estar dentro dos valores do pré-dimensionamento ($0.30f_{ptk}$) para que em fase construtiva e em fase de serviço não se verifiquem níveis excessivos de tensão nos tirantes (Figura 4.41). Os níveis de tensão instalada nos tirantes, inferiores ou superiores aos recomendáveis comprometem o bom funcionamento da estrutura, os esforços e deslocamentos podem não ser os previstos em projeto, o sistema de atirantamento torna-se ineficiente no encaminhamento das cargas para as torres.

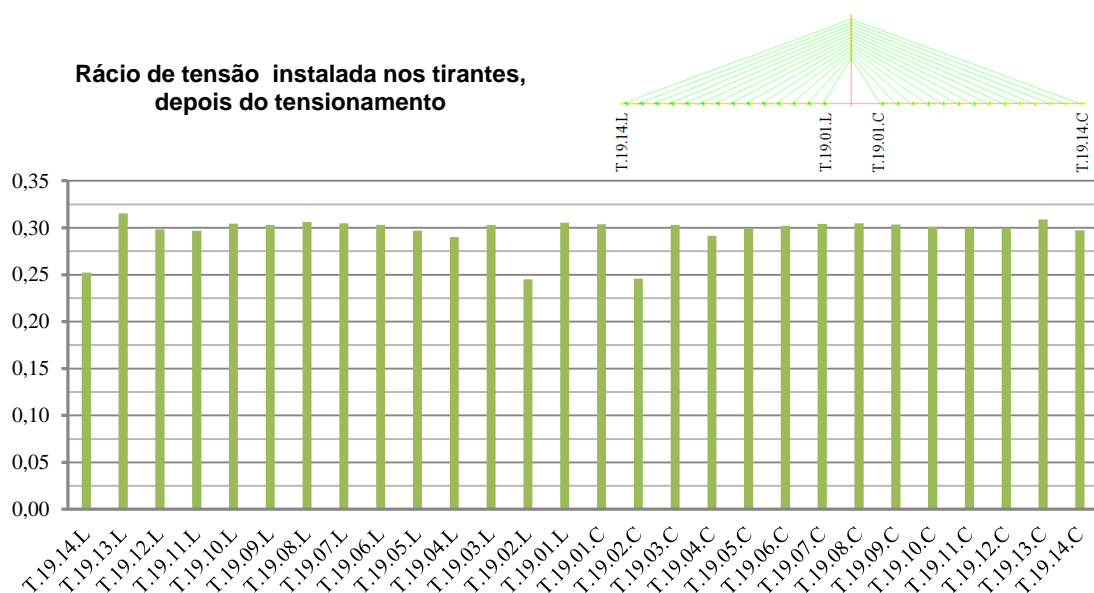


Figura 4.41 – Rácio de tensão instalada nos tirantes, depois do tensionamento (ação das cargas permanentes)

Os esforços e tensões, com o tensionamento adequado dos tirantes, apresentam valores reduzidos tanto no tabuleiro assim como nos tirantes.

4.8.6. ANÁLISE DA PONTE ATÉ À 14.^a ADUELA DEPOIS DO TENSIONAMENTO

4.8.6.1. Considerações iniciais

A estrutura da ponte, dada a simetria da mesma, foi modelada até à 14.^a aduela com o tabuleiro na posição indeformada verticalmente. Nesta modelação não foram consideradas as aduelas de fecho do vão central, vão principal, e dos vãos laterais, vãos de compensação. A estrutura da ponte nesta modelação é isostática exteriormente, sendo hiperestática interiormente.

A necessidade desta modelação foi a de obter os esforços antes da ponte fechada, verificar os esforços e a tensão no tabuleiro e nos tirantes antes construção das aduelas de fecho, com todas as cargas permanentes aplicadas à estrutura. O início da construção do tabuleiro da ponte parte das torres em direção ao vão de compensação, lateral, e ao vão principal, central, simetricamente.

Na modelação da estrutura da ponte com a 14.^a aduela construída sem deslocamentos verticais, a estrutura funciona como uma viga apoiada, em que os apoios são as torres e as ancoragens dos tirantes. Depois de um tensionamento adequado os deslocamentos verticais são nulos.

4.8.6.2. Resultados da modelação

Na modelação da estrutura da ponte só até à 14.^a aduela, os esforços são semelhantes aos obtidos com a modelação da ponte com as aduelas de fecho construídas, para a ação das cargas permanentes. Dada a simetria da ponte e pela relação do vão principal com os vãos de compensação, a área de influencia dos tirantes é a mesma tanto no vão principal como nos vãos de compensação. Os esforços de flexão no tabuleiro com a estrutura da ponte sem deslocamentos verticais têm valores reduzidos e equilibrados entre momentos negativos e momentos positivos. Nesta fase a estrutura está com a ação das cargas permanentes sem que se verifiquem esforços excessivos de flexão.

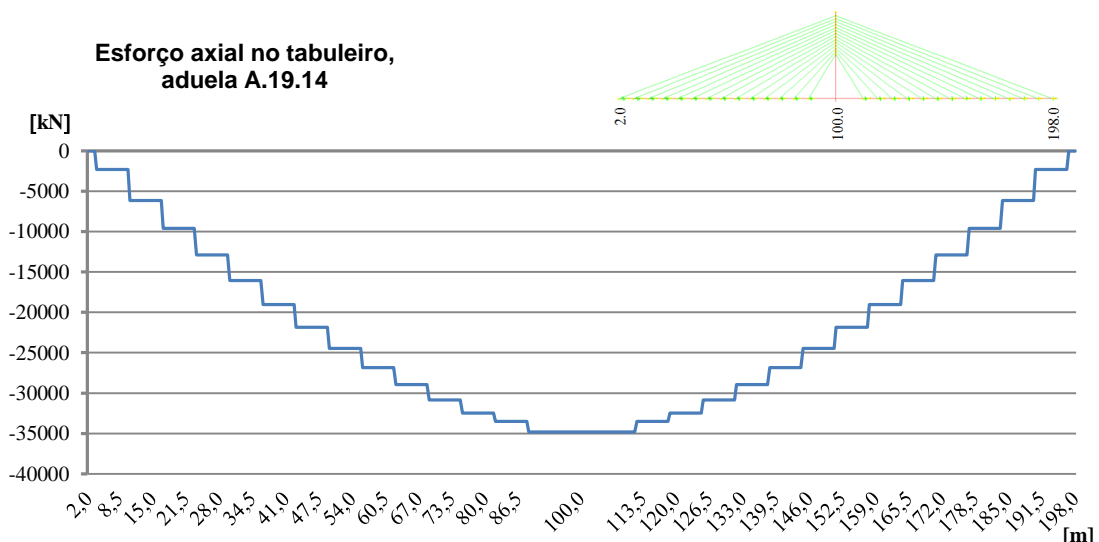


Figura 4.42 - Esforço axial no tabuleiro, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)

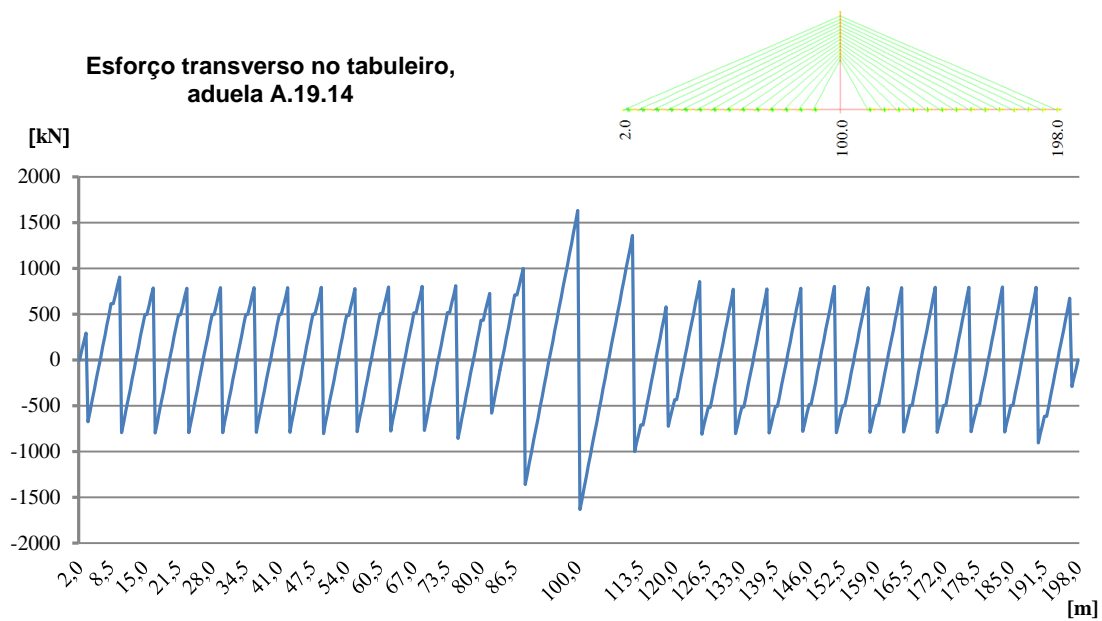


Figura 4.43 - Esforço transversal no tabuleiro, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)

Os diagramas de momentos fletores á semelhança da ponte construída na totalidade têm valores equilibrados, como de uma viga apoiada se trate, as duas soluções apresentam momentos fletores da mesma ordem de grandeza (Figura 4.44).

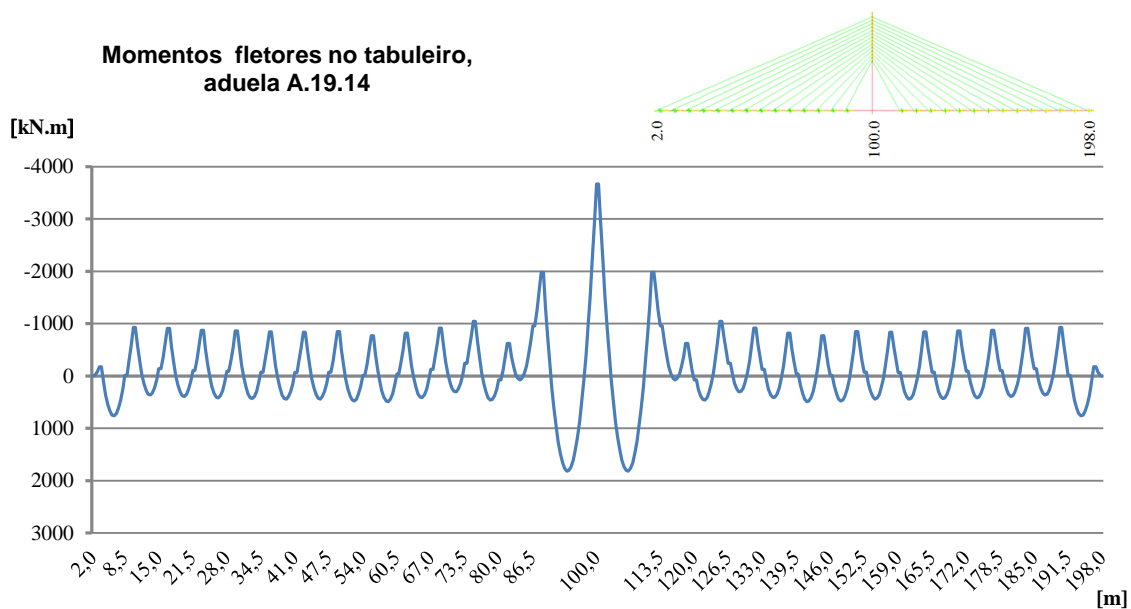


Figura 4.44 – Momentos fletores no tabuleiro, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)

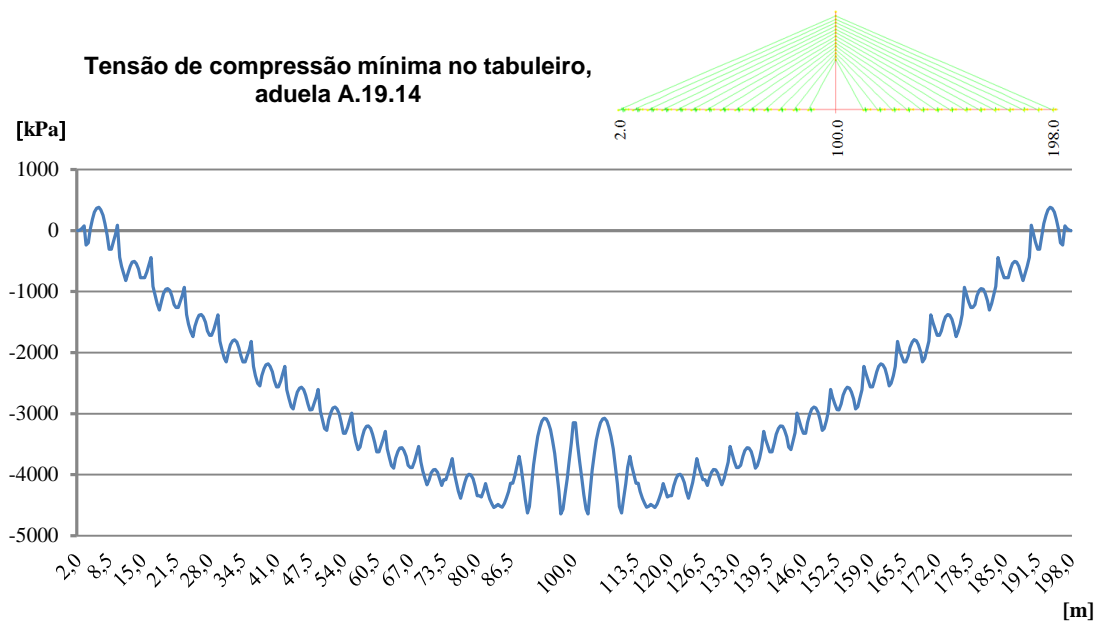


Figura 4.45 – Tensão de compressão mínima no tabuleiro, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)

As tensões no tabuleiro encontram-se dentro dos valores regulamentares, inferiores a 24.00MPa (Figura 4.45 e Figura 4.46).

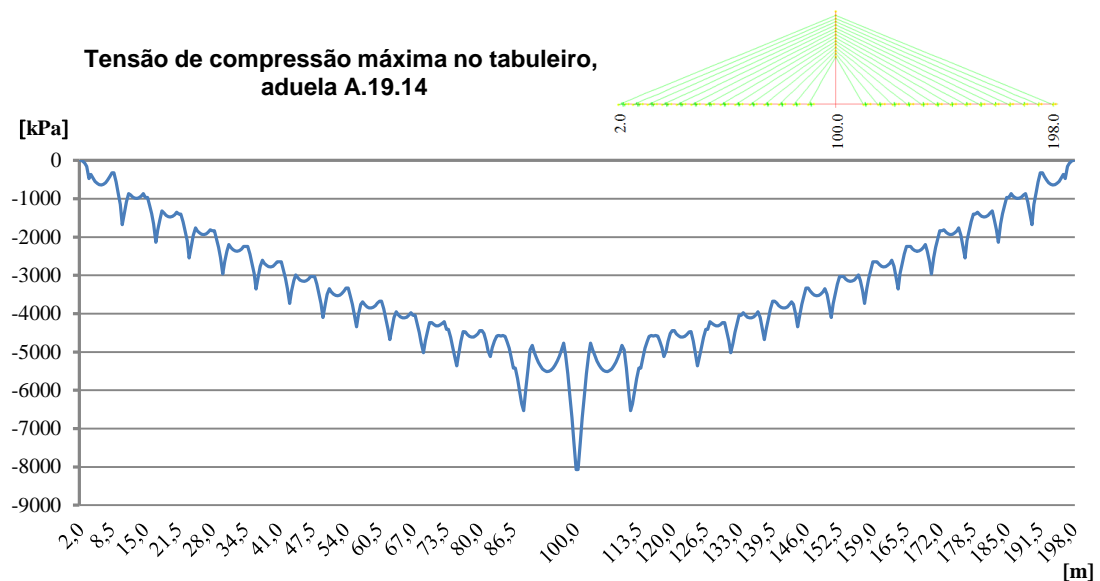


Figura 4.46 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)

As soluções da modelação da ponte construída na totalidade e construída até à 14.^a aduela possuem uma distribuição de forças nos tirantes semelhantes. A diferença existente ocorre nos tirantes T.19.14.L e T.19.14.C, os valores relativos á torre 20 são iguais, porque na construção até às aduelas

A.19.14.L e A.19.14.C não está a carga respeitante às aduelas de fecho do vão principal e do vão lateral (Figura 4.47).

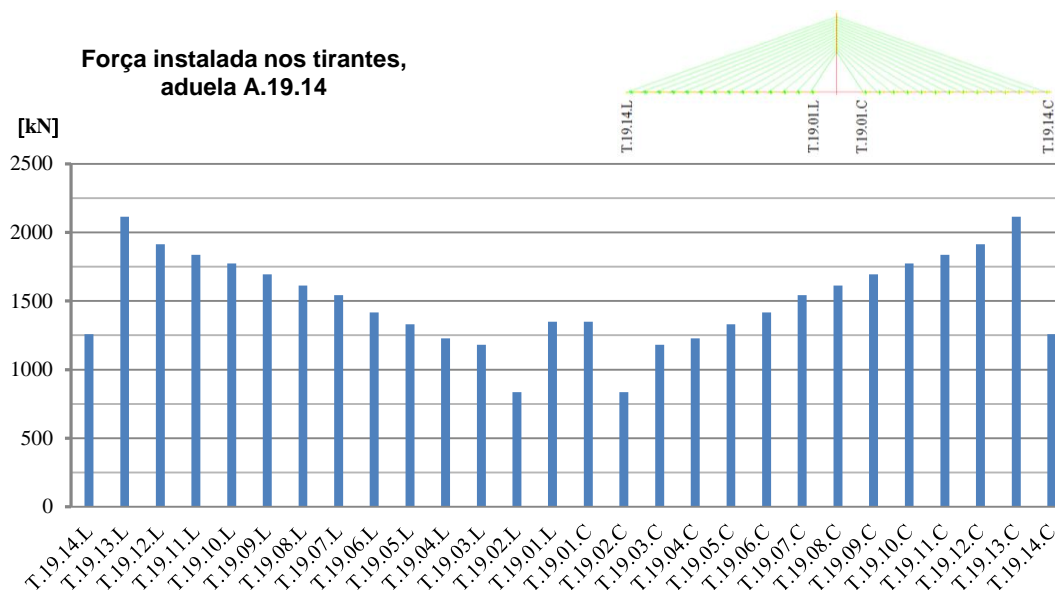


Figura 4.47 – Força instalada nos tirantes, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)

A ponte com a ação das cargas permanentes construída até às aduelas A.19.14.L e A.19.14.C, depois do tensionamento dos tirantes, verifica-se que a tensão nos tirantes aproxima-se da tensão do pré-dimensionamento da secção dos tirantes (Figura 4.48). O limite de tensão ($0.30f_{ptk}$), serve para que em fase construtiva e em fase de serviço não se verifiquem níveis excessivos de tensão nos tirantes. A tensão máxima admissível, durante a fase construtiva e durante a fase de serviço, para os tirantes de pontes atirantadas é de 0.45 a 0.50 (f_{ptk}) da tensão de cedência do aço.

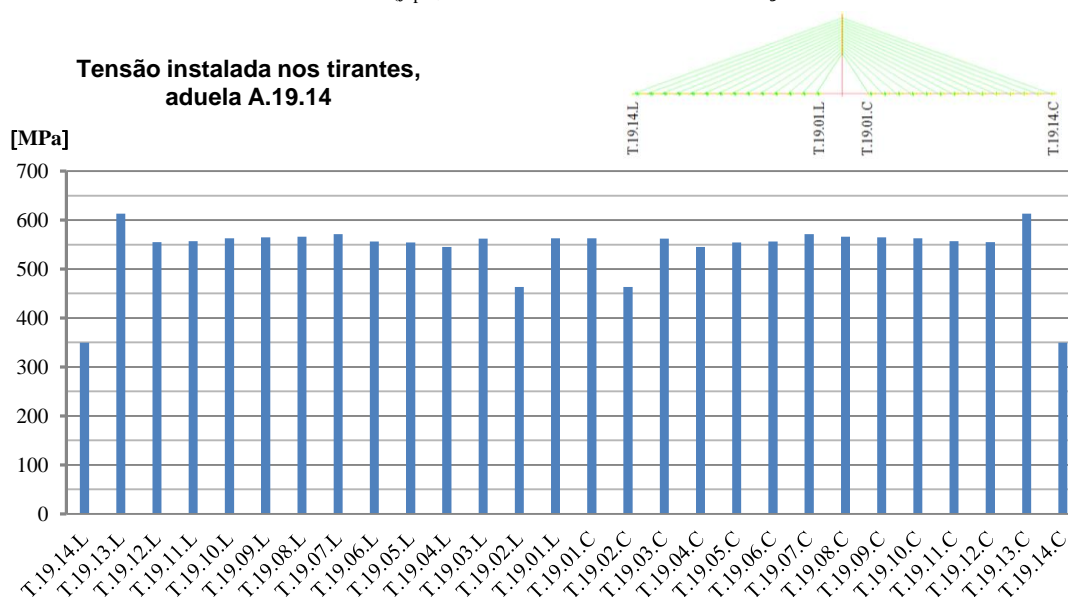


Figura 4.48 - Tensão instalada nos tirantes, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)

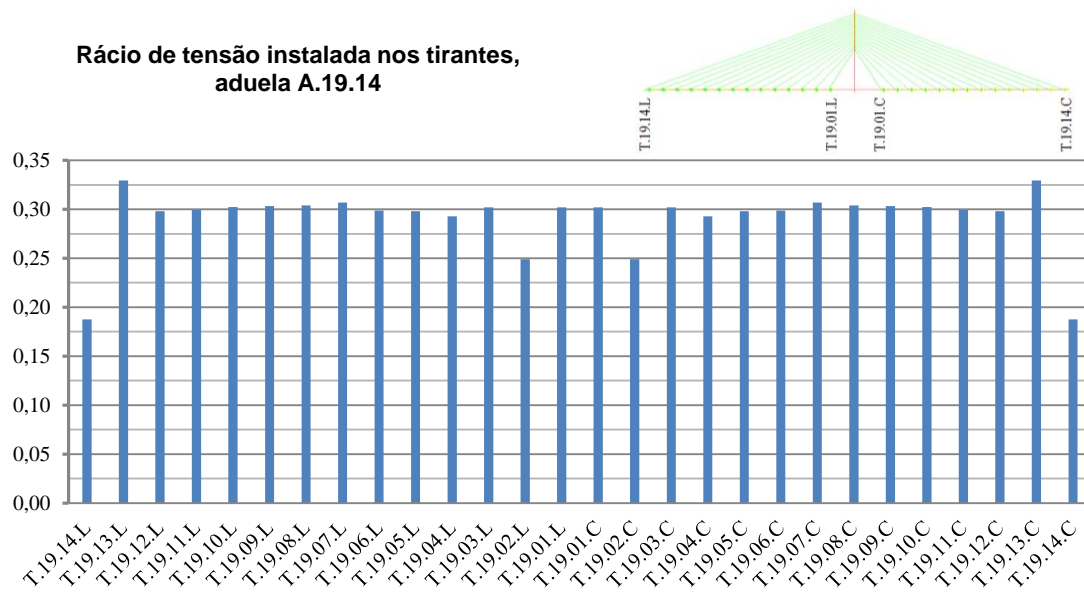


Figura 4.49 - Rácio de tensão instalada nos tirantes, depois do tensionamento, antes do fecho da ponte (ação das cargas permanentes)

À semelhança da modelação da totalidade da estrutura da ponte, também nesta modelação os esforços e tensões apresentam valores reduzidos, consequência de um eficaz tensionamento dos tirantes.

5

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados da análise do faseamento construtivo com o sistema convencional e com o sistema OPS, sistema proposto em alternativa ao sistema construtivo convencional, são também apresentados os resultados da análise da estrutura da ponte em serviço. Analisa-se o faseamento construtivo com os dois sistemas, o proposto pelo projetista e adotado pelo construtor e o sistema alternativo proposto neste trabalho, o sistema OPS. Apresentam-se os resultados da análise das fases construtivas com os sistemas utilizados. Comparam-se os resultados das análises da modelação do faseamento construtivo para a construção das aduelas A.19.06.L, A.19.10.L e A.19.14.L, A.19.06.C, A.19.10.C e A.19.14.C conclui-se, com a adequação e vantagem da utilização do sistema OPS em relação ao sistema convencional.

Tendo como objetivo a avaliação da viabilidade de utilização do sistema OPS, durante o faseamento construtivo, houve necessidade de fazer uma análise comparativa dos esforços e tensões no tabuleiro da ponte, assim como da variação de tensão nos tirantes, com a estrutura da ponte em fase de serviço. O sistema OPS justifica-se pela análise dos resultados durante o faseamento construtivo, mas aplicar este sistema só pelos resultados dos esforços durante o faseamento construtivo, que são favoráveis, pode não ser uma opção viável. Podemos neste caso estar perante uma dualidade de critérios para a opção ou não do sistema OPS durante a construção do tabuleiro. Durante o faseamento construtivo o sistema OPS é eficaz, mas, o tabuleiro é dimensionado para a situação mais desfavorável. Tornou-se necessário fazer a verificação em serviço, e comparar os resultados dos esforços com a estrutura da ponte em serviço e com o faseamento construtivo com os dois sistemas.

No fim deste capítulo comparam-se os resultados da análise da modelação com o sistema convencional, com o sistema OPS e com a estrutura em serviço. Concluiu-se sobre a vantagem da utilização do sistema OPS durante o faseamento construtivo em relação ao sistema convencional.

5.2. ANÁLISE DA ESTRUTURA EM SERVIÇO

5.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste subcapítulo analisa-se o tabuleiro da estrutura da ponte em serviço, submetida á ação do veículo tipo. Analisa-se principalmente as tensões e a flexão longitudinal do tabuleiro e a tensão nos tirantes, devido ao efeito produzido pela sobrecarga rodoviária. Para isso e como referido anteriormente nas ações em serviço foi utilizado o modelo de carga n.º1 (LM1), composto por cargas concentradas e

uniformemente distribuídas, que cobrem a maior parte dos efeitos do tráfego de camiões (transito pesado) e carros (transito ligeiro), modelo usado para verificações locais e globais, regulamentado pela norma EN 1991-2 [24].

De acordo com a norma EN 1991-2, Ações em estruturas: parte 2: ações gerais – ações de veículos em pontes [24], a primeira operação consiste em definir o número de faixas de referência (n). O número de faixas de referência é função da largura útil transitável (w), ou seja a dimensão transversal com possibilidade de ser carregada em várias vias de tráfego.

A largura da faixa de rodagem (w), deve ser medida entre os limites interiores dos sistemas de retenção de veículos, e não deve incluir, a distância entre sistemas fixos de retenção de veículos, lancis da reserva central e a largura destes sistemas de retenção de veículos. O número de faixas de rodagem é o maior número inteiro possível da divisão da largura da faixa de rodagem (w) por a largura da faixa de referência (3.00m), para faixas de rodagem com largura igual ou superior a 6.00m. A Tabela 5.1 apresenta as expressões para obter o número de faixas de rodagem em função da largura a utilizar para calcular os esforços.

Tabela 5.1 - Número e largura das faixas de referência

Largura da faixa de rodagem	Número de faixas de referência	Largura de uma faixa de referência	Largura da área remanescente
$w < 5.40m$	$n_1 = 1$	3.00m	$w - 3.00m$
$5.40m \leq w < 6.00m$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6.00m \leq w$	$n = \text{int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3.00m	$w - 3.00m \times n_1$

A localização e a numeração das faixas de referência devem ser determinadas de acordo com as seguintes regras:

- Os locais das faixas de referência não deve ser necessariamente relacionada com a sua numeração;
- Para cada verificação individual (por exemplo, para a verificação do estado limite último e da resistência à flexão de uma secção transversal), o número de faixas de referência a serem tidos em conta como carregadas, a sua localização na faixa de rodagem e a sua numeração devem ser escolhidas de modo a que os efeitos dos modelos de carga sejam os mais adversos;
- Para os modelos representativos de valores frequentes de fadiga, a localização e a numeração das pistas devem ser seleccionados de acordo com o tráfego esperado em condições normais.

No caso em estudo, o tabuleiro não tem separador central, a largura transitável sem impedimento físico á passagem de tráfego é $w = 13.14m$ (Figura 5.1).

O número de vias de trafego é dado em função da expressão (5.1):

$$n = \text{int}\left(\frac{w}{3}\right) = \left(\frac{13.14}{3}\right) = 4.38 = 4 \quad (5.1)$$

A área remanescente é: $13.14 - 3.00m \times 4 = 1.14m$.

A ação do veículo tipo foi aplicada em três faixas de referência (Figura 5.1), corresponde a aplicar em cada faixa de referência duas cargas distanciadas longitudinalmente de 1.20m, aplicadas na estrutura da ponte no eixo longitudinal da faixa de referência e no centro do eixo do veículo tipo. A distribuição de carga pelas lanes segue a numeração da Figura 5.1, com o valor seguinte:

- i. 300kN na faixa de referência (lane n.º1);
- ii. 200kN na faixa de referência (lane n.º2);
- iii. 100kN na faixa de referência (lane n.º3).

Foi ainda aplicada à estrutura da ponte uma carga distribuída:

- i. $9.00kN/m^2$ na faixa de referência (lane n.º1);
- ii. $2.50kN/m^2$ referência de referência (lane n.º2);
- iii. $2.50kN/m^2$ referência de referência (lane n.º3);
- iv. $2.50kN/m^2$ referência de referência (lane n.º4);
- v. $2.50kN/m^2$ na área remanescente.

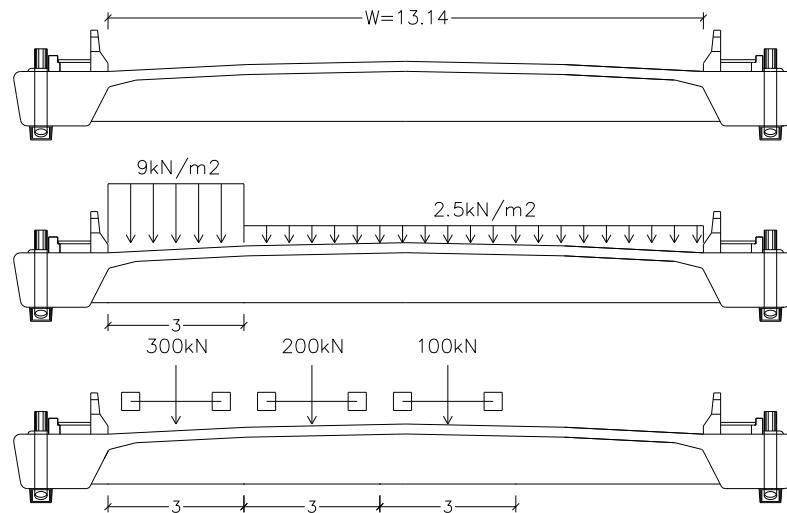


Figura 5.1 - Representação transversal do posicionamento das sobrecargas rodoviárias [24]

A distribuição adotada é a posição mais adversa para a estrutura da ponte transversalmente, a que submete a estrutura a maiores esforços. O veículo tipo foi posicionado em diversas posições ao longo da ponte, no desenvolvimento longitudinal, de modo a obter a envolvente de esforços mais desfavorável, adequando desta forma o modelo o mais próximo possível da realidade.

A modelação da ponte em serviço partiu da posição indeformada com todas as cargas permanentes aplicadas, cargas respeitantes a todos elementos estruturais principais e secundários e elementos de revestimento. A modelação foi simulada como anteriormente referido e ainda com recurso a uma aplicação disponível no CSI Bridge com o veículo tipo em movimento (moving load), que segue os princípios do Eurocódigo e permite obter resultados iguais à colocação de cargas estáticas.

O limite máximo de tensão de compressão no betão, para a fase de serviço, encontra-se definido no ponto 3.3.5. A seguir definem-se os valores limites, cuja verificação deve ser garantida durante a fase de serviço:

- $\sigma_{c,c} \leq 0.6 \times f_{ck}(t)$ - Combinação característica de ações;

$$\blacksquare 0.6 \times f_{ck}(28\text{dias}) = 0.6 \times 40 = 24\text{MPa}.$$

5.2.2. RESULTADOS DA MODELAÇÃO

Os esforços mais significativos, com a ponte em fase de serviço, ocorrem nas aduelas A.19.011.L, A.19.12.L e A.19.13.L, início do vão de compensação, e aduelas A.19.12.C, A.19.13.C e A.19.14.C, no meio do vão principal, que apresenta esforços de flexão (momentos positivos) elevados.

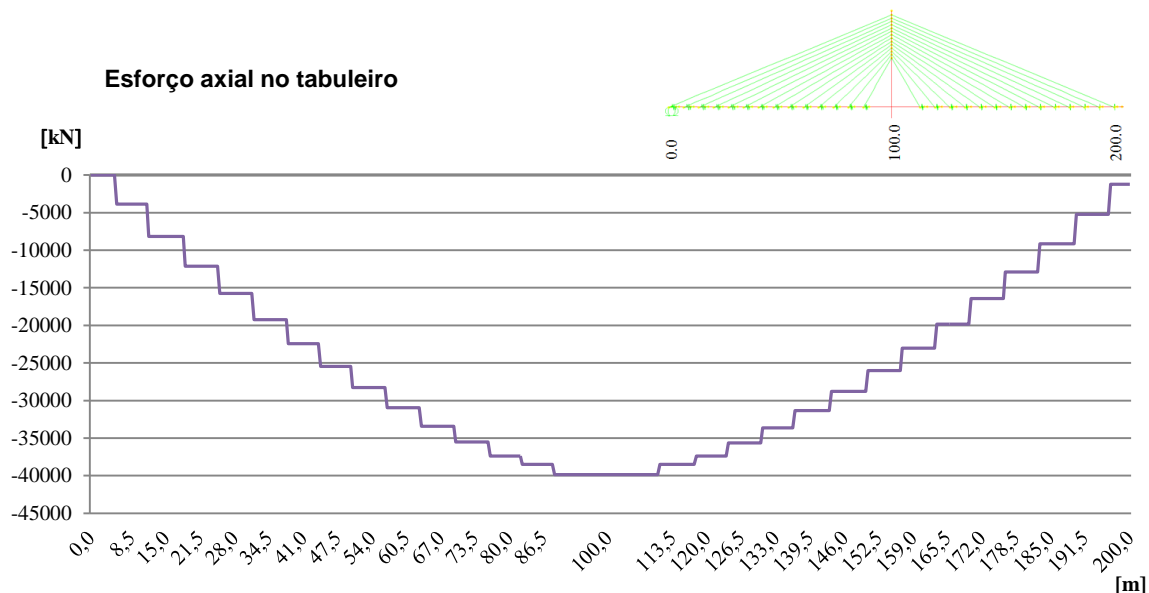


Figura 5.2 – Esforço axial no tabuleiro (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)

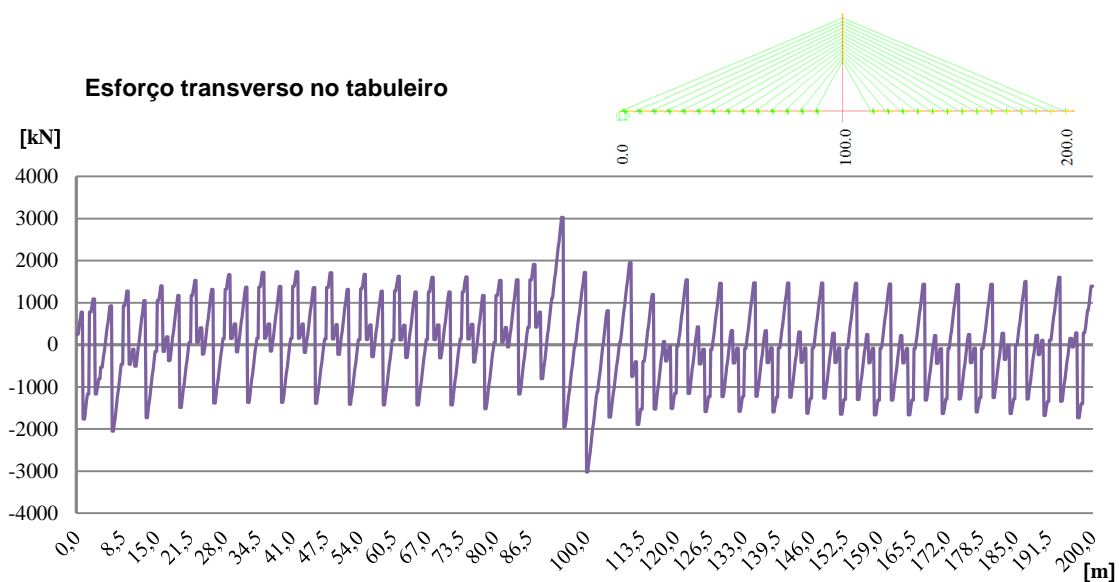


Figura 5.3 - Esforço Transverso no tabuleiro (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)

Como se pode verificar na Figura 5.4 é nas aduelas A.19.011.L, A.12.12.L e A.19.13.L, A.19.12.C, A.19.13.C e A.19.14.C que ocorrem os esforços mais significativos de flexão no tabuleiro, os momentos positivos registam valores de 16126.72kN.m na aduela mais esforçada.

Segundo Pedro [8], se for projectado pilares intermédios nos vãos laterais atenuam-se bastante as variações de tensão em todos os tirantes, particularmente nos últimos tirantes das aduelas do vão lateral de compensação, traduzindo-se numa redução significativa de esforços no tabuleiro.

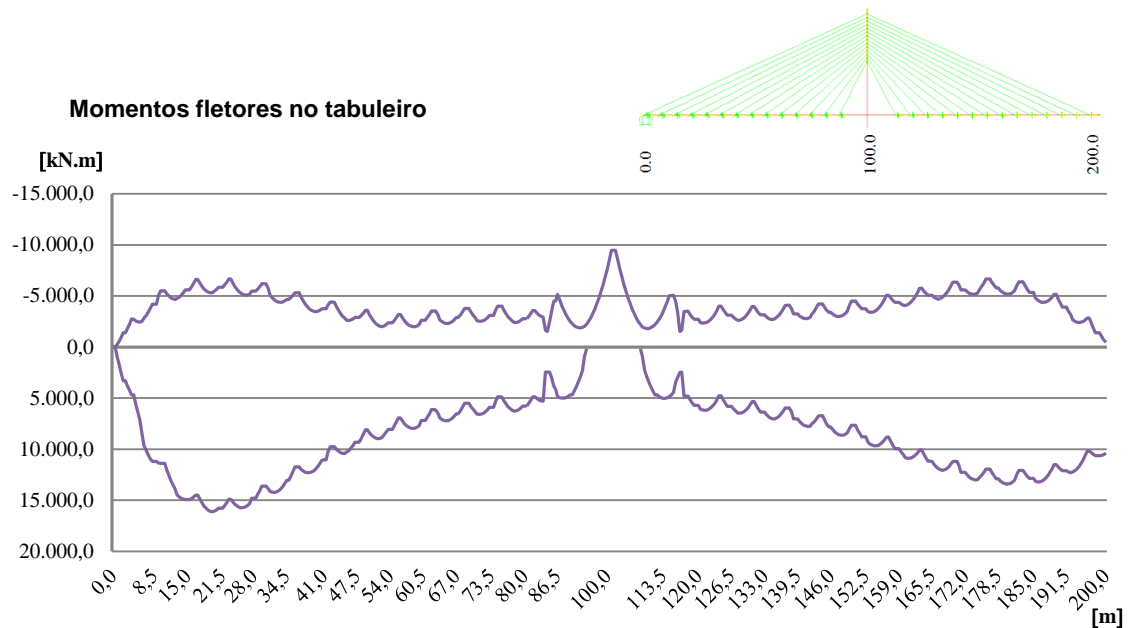


Figura 5.4 - Momentos fletores no tabuleiro (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)

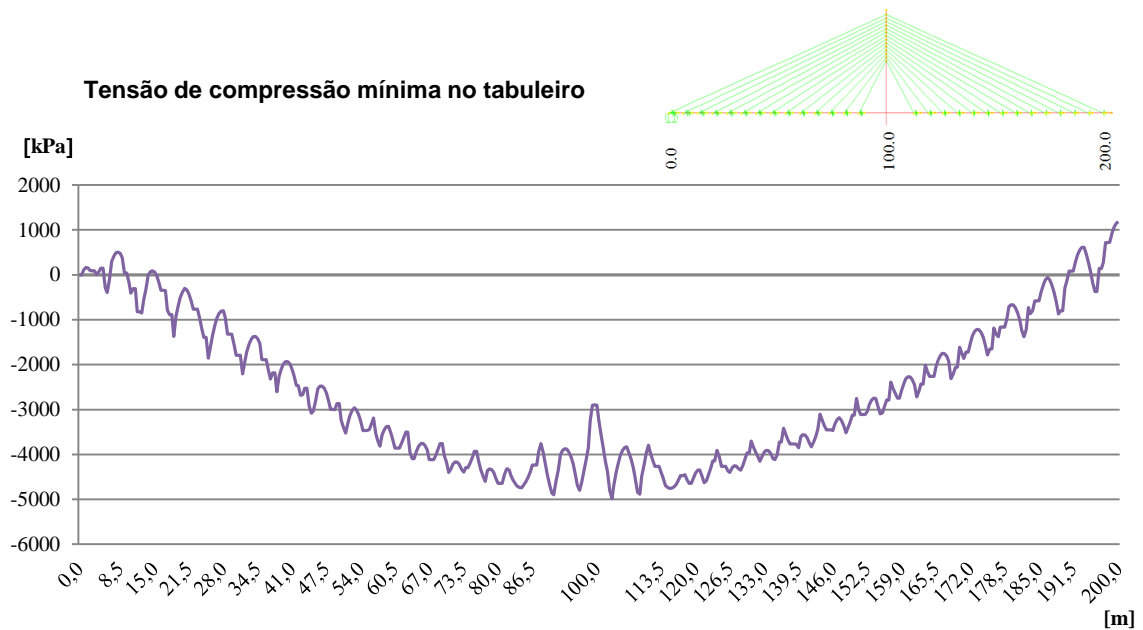


Figura 5.5 – Tensão de compressão mínima no tabuleiro (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)

A análise dos resultados obtidos leva a concluir que o comportamento do tabuleiro encontra-se adequado face às solicitações de serviço, instalando-se níveis de tensão para a combinação mais crítica bastante longe do valor limite $\sigma_{c,c} \leq 0.6 \times f_{ck}(t) = 24 \text{ MPa}$ (Figura 5.5 e Figura 5.6).

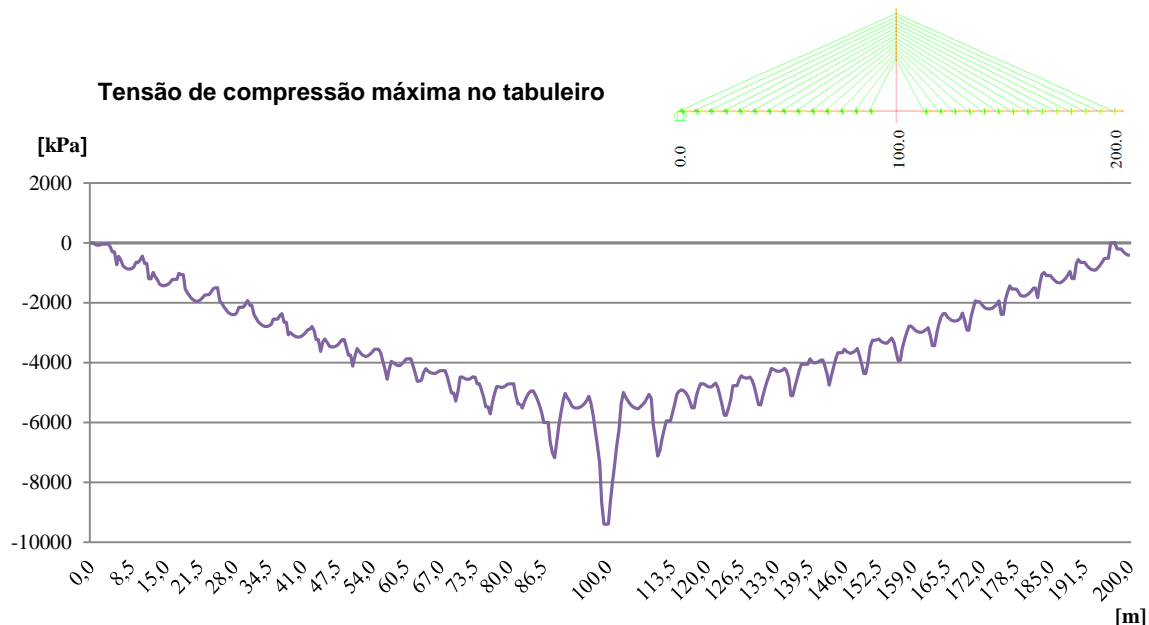


Figura 5.6 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)

A relação entre as dimensões do vão lateral e do vão central tem influência significativa na variação de tensão dos últimos tirantes do vão lateral assim como nos esforços de flexão produzidos no tabuleiro, durante a fase de serviço com a circulação da sobrecarga rodoviária. As sobrecargas nos vãos laterais produzem reduções da tensão, enquanto sobrecargas no vão central produzem aumentos de tensão nos tirantes do vão lateral. As amplitudes de variação são tanto maiores, quanto mais longos forem os vãos laterais, vãos de compensação, e no caso de não existirem pilares intermédios de apoio destes vãos [7] [8].

Nas estruturas atirantadas, a força nos tirantes deve ser adequada para a construção com sistemas correntemente utilizados e sem que se ultrapassem os limites de tensão admissíveis, deve ainda ser garantido uma margem considerável para que em situações de serviço esses limites regulamentares sejam cumpridos (Figura 5.7).

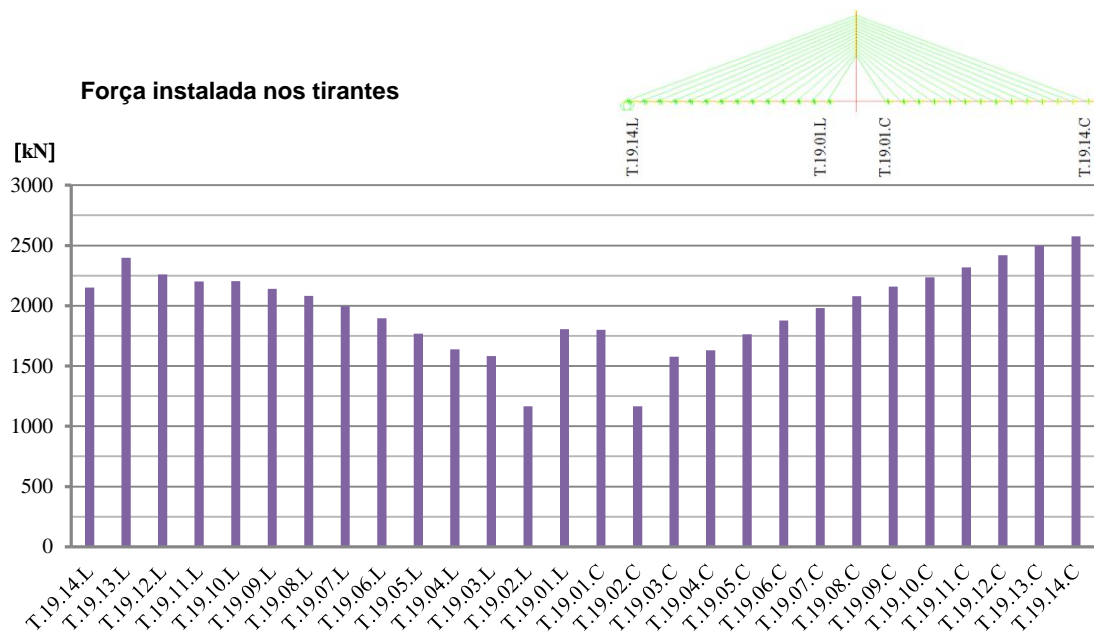


Figura 5.7 – Força instalada nos tirantes (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)

A ponte em serviço pela análise dos resultados apresenta em todos os tirantes valores de tensão em serviço inferiores ao limite $0.45 (f_{ptk})$. A tensão instalada nos tirantes é diferente no par que está instalado na mesma aduela, pelo motivo do veículo tipo na verificação em serviço actuar num só sentido, desta forma, provoca maior esforço nos tirantes do lado onde o veículo tipo circula. A Figura 5.8 refere-se ao valor mais elevado de tensão instalado nos tirantes.

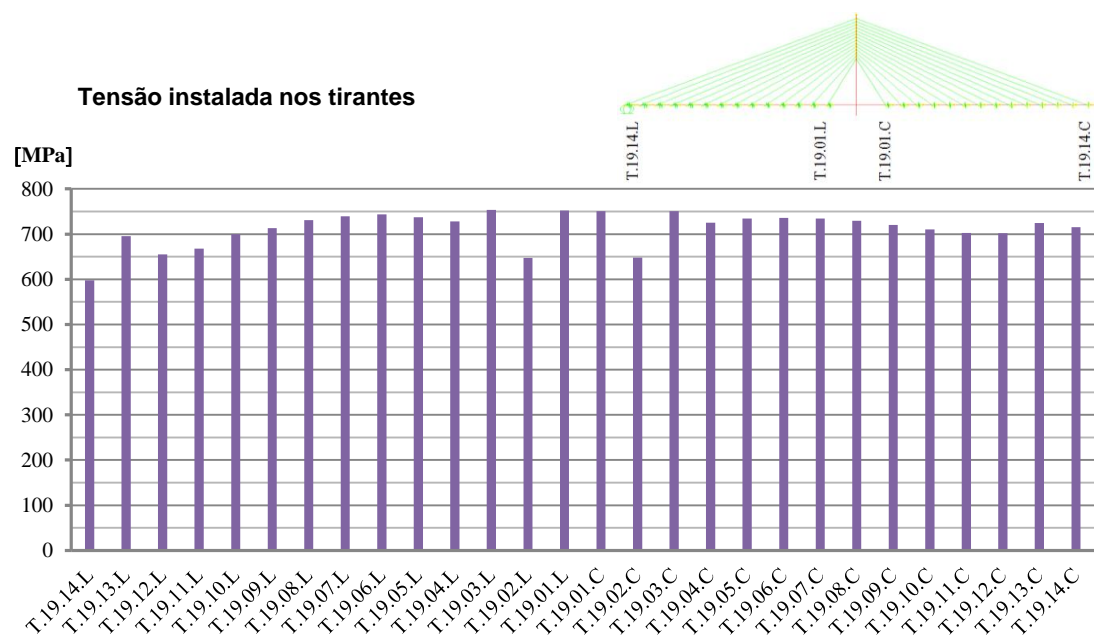


Figura 5.8 - Tensão instalada nos tirantes (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)

No projeto de pontes de tirantes tem sido comum limitar a força máxima instalada nos tirantes, em condições de serviço, a $0.45 (f_{ptk})$ da força resistente última garantida de rotura à tração do aço dos cordões que compõem os tirantes. Vários autores têm defendido o aumento deste valor entre 0.50 a $0.55 (f_{ptk})$ [8].

Quando não são utilizados dispositivos de limitação dos esforços de vibração deve continuar a adotar-se em serviço a limitação de $0.45 (f_{ptk})$, para uma combinação característica de ações, o que é sempre condicionante relativamente à verificação de ELU. De facto, considerando que todas as ações são majoradas por 1.5 limitar a $0.70 (f_{ptk})$ a força em ELU, corresponderia a limitar a $0.70/1.5 = 0.47 (f_{ptk})$ a força em serviço, o que mesmo assim é superior ao tradicional limite de $0.45 (f_{ptk})$. Esta constatação evidencia claramente que o limite de $0.45 (f_{ptk})$ é muito condicionante para as forças nos tirantes [8].

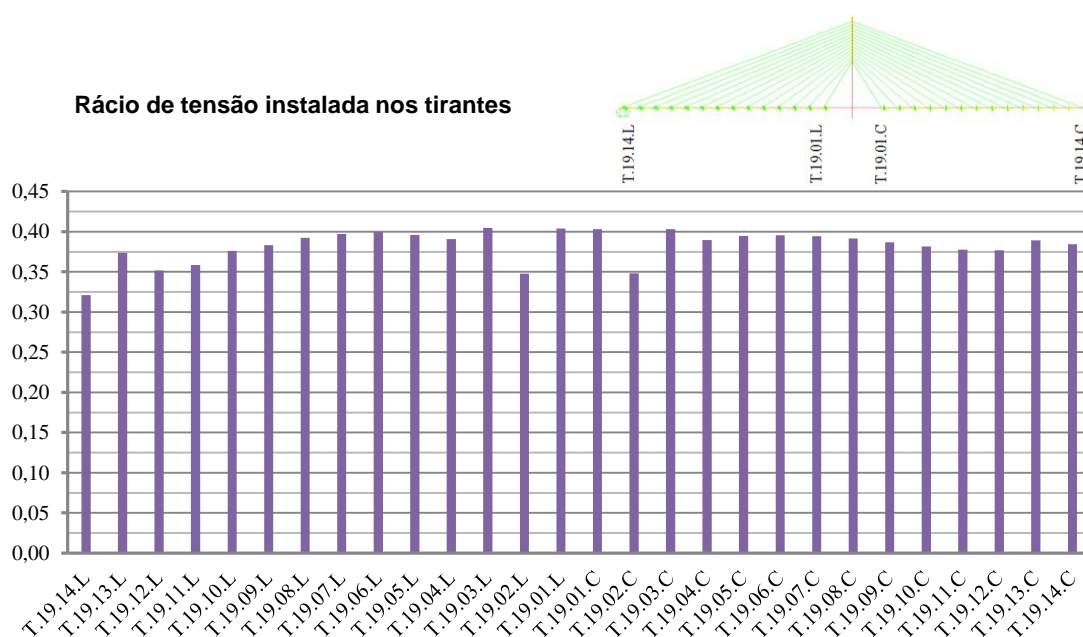


Figura 5.9 – Rácio de tensão instalada nos tirantes (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)

Os deslocamentos verticais no tabuleiro da estrutura quando está submetida há sobrecarga rodoviária, são dados por uma envolvente que representam o máximo deslocamento absoluto em cada nó da estrutura, acima e abaixo do ponto de controlo, cota da face superior do tabuleiro, considerada a cota 0.00m (Figura 5.10).

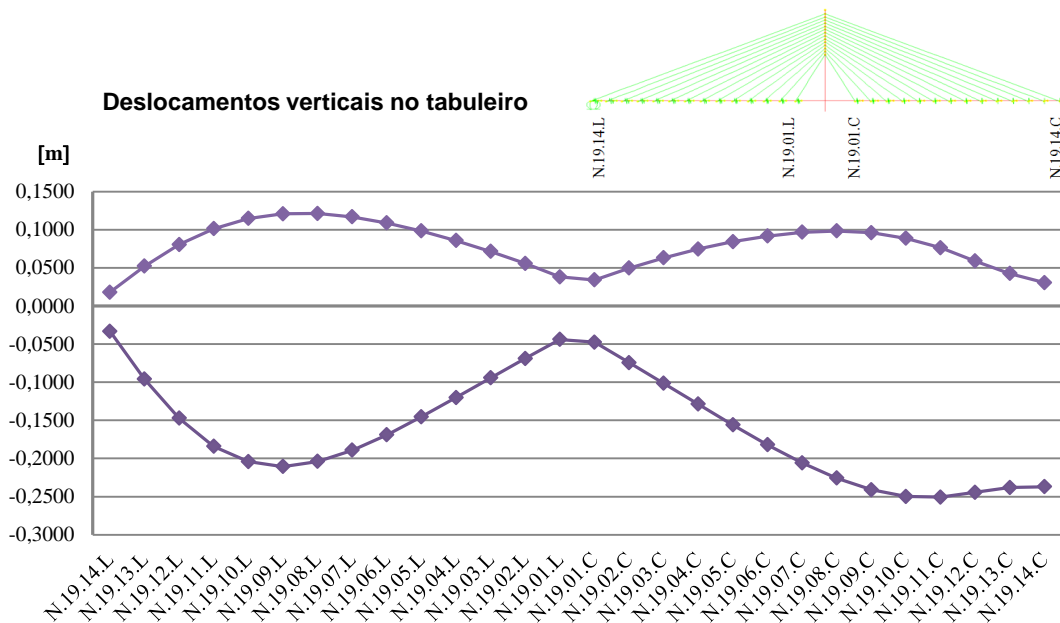


Figura 5.10 – Deslocamentos verticais no tabuleiro (ação das cargas permanentes e da sobrecarga rodoviária)

A deformação da estrutura da ponte em serviço é de extrema importância, uma vez que deslocamentos excessivos podem limitar a funcionalidade da estrutura da ponte em fase de serviço. Os deslocamentos excessivos para além do desconforto estético têm também grande influência no desempenho estrutural da obra de arte, os deslocamentos excessivos provocam esforços significativos.

5.3. ANÁLISE DA ESTRUTURA EM FASE CONSTRUTIVA

5.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para a análise da estrutura da ponte durante o faseamento construtivo, procedeu-se à desmontagem fase a fase de modo inverso à montagem, para posterior montagem da estrutura, com a montagem foi possível levar em conta as propriedades dependentes do tempo para o betão. Este método iterativo permitiu fazer uma análise dos esforços, tensões e deslocamentos durante o faseamento construtivo, com o sistema construtivo convencional e com o sistema construtivo com tirantes ativos, sistema OPS. Este processo permitiu uma análise sequencial do faseamento construtivo em termos da tensão a instalar nos tirantes para a posição final da estrutura e durante o faseamento construtivo. Verificam-se alterações significativas nos esforços e tensões no tabuleiro e nos níveis de tensão nos tirantes entre o final (estrutura da ponte com todas as cargas permanentes), durante o faseamento construtivo e durante a estrutura em fase serviço submetida à sobrecarga rodoviária.

Ambos os sistemas construtivos, sistema convencional e sistema com tirantes ativos OPS, conduziram a forças exatamente iguais nos tirantes no final do faseamento construtivo, apenas variando as envolventes intercalares. A diferença das envolventes intercalares são consequência direta do sistema construtivo utilizado.

A partir da estrutura indeformada, através de uma análise sequencial inversa ao processo construtivo, removeram-se os elementos fase a fase, procedeu-se de seguida à montagem da estrutura adicionando os elementos fase a fase. A tensão instalada em cada tirante antes de ser removido é a tensão com que este deve estar na fase construtiva. Em cada fase de construção da estrutura da ponte foi considerada, a

ação do peso próprio do tabuleiro e ação da sobrecarga dos equipamentos de construção, com o valor característico. Os equipamentos de construção são representados neste estudo, e durante o faseamento construtivo, com os dois sistemas, pelo peso do carro de avanço que como atrás referido, considera-se uma ação na estrutura do carro de avanço com uma carga pontual de 650kN.

Os resultados da análise apresentados, representam somente metade da estrutura da ponte pelo motivo de esta ser simétrica. Os resultados são referidos à torre com a referência 19, que são os mesmos, iguais, para a torre com a referência 20. Apresentam-se os resultados dos deslocamentos, tensões e esforços longitudinais no tabuleiro (esforço axial de compressão, esforço transversal, momentos flettores, tensões) e nos tirantes (força instalada nos tirantes, tensão instalada nos tirantes e o rácio de tensão instalada), para a modelação das seguintes fases e sistemas construtivos:

- i. Modelação da estrutura com o sistema convencional durante o faseamento construtivo, partindo da modelação da estrutura da ponte construída, estrutura indeformada verticalmente. A modelação foi para a ação do peso próprio do tabuleiro e ação dos equipamentos de construção. Dado o grande número de fases apresenta-se os resultados da análise da construção das aduelas, A.19.06.L, A.19.10.L, A.19.14.L, vão lateral de compensação (L) e A.19.06.C, A.19.10.C, A.19.14.C vão central (C), representativos do faseamento construtivo;
- ii. Modelação da estrutura com o sistema OPS, sistema com tirantes ativos, durante o faseamento construtivo, partindo da modelação da estrutura da ponte construída, estrutura indeformada verticalmente. A modelação foi para a ação do peso próprio do tabuleiro e ação dos equipamentos de construção. Dado o grande número de fases apresenta-se os resultados da análise da construção das aduelas, A.19.06.L, A.19.10.L, A.19.14.L, vão lateral de compensação (L) e A.19.06.C, A.19.10.C, A.19.14.C vão central (C), representativos do faseamento construtivo.

Os resultados apresentados relativos aos tirantes, são por tirante, em cada fase de construção, como o atirantamento é duplo, cada aduela é composta por dois tirantes, os resultados dos esforços nos tirantes são unitários.

Nas deformações do tabuleiro, relativamente aos deslocamentos apresentados nos gráficos, são relativos à cota da face superior do tabuleiro aos 13.37m, considerado o ponto 0.00m, a estrutura da ponte não tem inclinação longitudinalmente, a rasante encontra-se em toda a extensão à mesma cota.

O limite máximo de tensão de compressão no betão, para a fase construtiva, encontra-se definido no ponto 3.3.4. A seguir definem-se os valores limites, coincidentes com as idades de aplicação das ações que induzem os esforços mais importantes, cuja verificação se deve garantir durante a construção:

- $\sigma_{c,c} \leq 0.6 \times f_{ck}(t)$ Combinação característica de ações;
- $0.6 \times f_{ck}(7 \text{ dias}) = 0.6 \times 29.38 = 17.62 \text{ MPa}$.

5.3.2. MODELAÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO TABULEIRO COM O SISTEMA CONVENCIONAL

5.3.2.1. Considerações iniciais

A modelação da estrutura da ponte para a construção com o sistema convencional, processo construtivo por avanços sucessivos, partiu da posição final pretendida para a estrutura, indeformada na vertical, para a ação das cargas permanentes. Procedeu-se à desmontagem fase a fase de modo inverso à montagem, sendo posterior feita a montagem. Este método permitiu fazer uma análise dos esforços, tensões e deslocamentos durante o faseamento construtivo.

A modelação da estrutura da ponte para a construção do tabuleiro com sistema convencional, pelo processo construtivo dos avanços sucessivos, com tabuleiro em betão, betonagem in situ, tem como sequência construtiva de cada fase de construção simétrica das aduelas:

- i. Avanço do carro da aduela precedente para a aduela a construir;
- ii. Cofragem, colocação de armaduras e betonagem da aduela;
- iii. Colocação e tensionamento do par de tirantes na aduela;
- iv. Avanço do carro para a aduela posterior.

Este processo de construção, sistema convencional, introduz grandes esforços no tabuleiro e nos tirantes mais próximos da aduela a construir, principalmente quando esta se encontra construída, após a betonagem da aduela, antes da colocação dos tirantes da fase, altura na qual se encontra em consola. Surgem esforços elevados de flexão no tabuleiro e tensões de tração na fibra superior do tabuleiro, por vezes torna-se necessário e de forma a auxiliar a fase construtiva o uso de pré-esforço longitudinal provisório, isto pode levar a um sobredimensionamento dos elementos estruturais da estrutura da ponte, essencialmente do tabuleiro.

Os tirantes com o tensionamento para a fase de construção da estrutura da ponte são passivos, encontram-se com a tensão instalada para a ação das cargas permanentes da estrutura da ponte construída, sem deslocamentos verticais. Com o sistema construtivo convencional, a fase mais crítica da construção do tabuleiro da ponte é quando a última aduela está construída com a carga dos equipamentos construtivos, sem o par de tirantes da fase instalado.

Os resultados da modelação apresentados, deslocamentos, tensões e esforços no tabuleiro e nos tirantes, são para a ação do peso próprio do tabuleiro da ponte e para a sobrecarga construtiva dos equipamentos de construção. O peso próprio do tabuleiro corresponde a uma carga de 210.60kN/m, a ação do equipamento de construção foi aplicada à estrutura do carro de avanço com uma carga concentrada de 650 kN.

São apresentados os resultados da modelação das fases construtivas das aduelas, A.19.06.L, A.19.10.L, A.19.14.L, A.19.06.C, A.19.10.C e A.19.14.C, relativa à torre 19, sendo simétrica a torre 20, os esforços são iguais. Os resultados referem-se à fase mais desfavorável da construção da aduela, antes da colocação do par de tirantes, por ser nesta fase que ocorrem os maiores esforços, tensões e deslocamentos.

5.3.2.2. Análise da construção da 6ª, 10ª e 14ª aduela

Na fase em que a aduela é betonada até à colocação e tensionamento do par de tirantes, o tabuleiro está submetido á carga da aduela sem rigidez e á carga dos equipamentos de construção que a suportam, em consola. A fase mais crítica da construção com o sistema convencional acontece nesta fase de construção da aduela, os diagramas de esforços dizem respeito a esse momento. No momento referido verificam-se grandes deslocamentos, elevados esforços de flexão e tensões no tabuleiro e ainda com o registo de variações significativas de tensão nos tirantes.

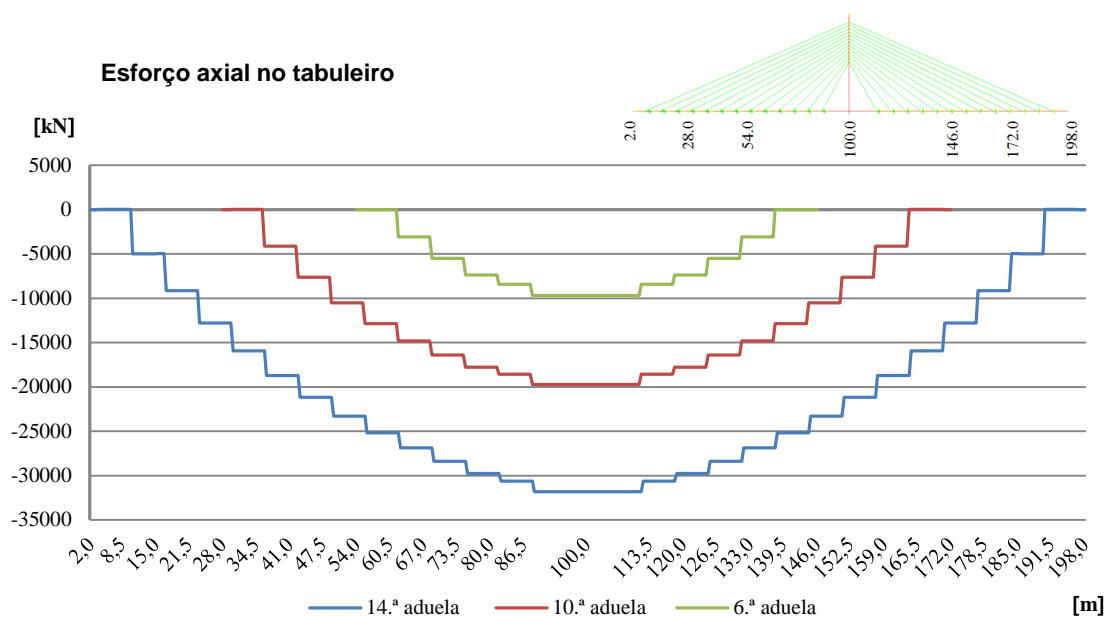


Figura 5.11 – Esforço axial no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

O esforço transversal surge com um valor significativo sempre na aduela anterior á aduela em fase de construção. O Tabuleiro está submetido à carga da aduela em construção e à carga do equipamento de construção que se faz em consola, produzido na aduela anterior o esforço com o valor mais elevado, por volta dos 3000.00kN (Figura 5.12).

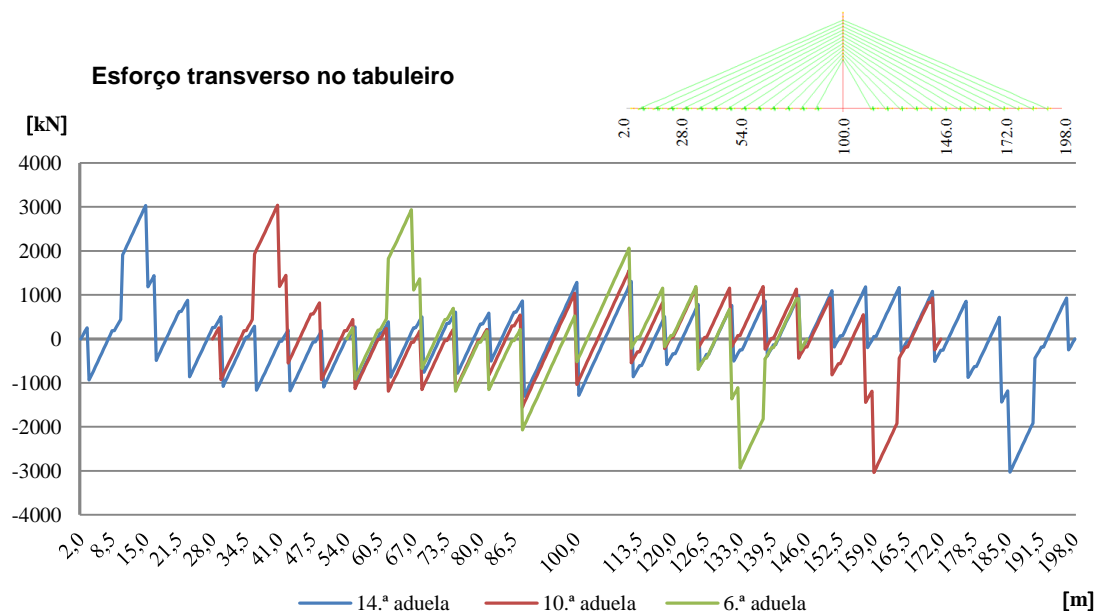


Figura 5.12 - Esforço transversal no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

O esforço condicionante com o sistema construtivo convencional é o esforço de flexão (Figura 5.13). Quando a aduela em execução está em consola, na fase mais crítica da construção, a ponte tem um

bolbo significativo de momentos fletores negativos. Este valor de momentos aumenta com a evolução da construção do tabuleiro.

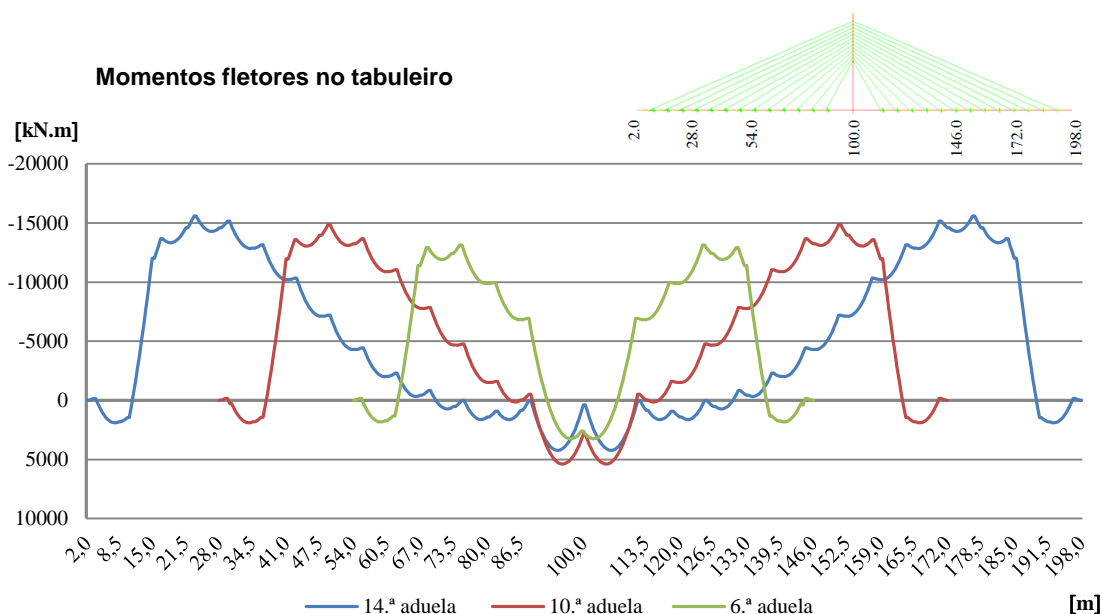


Figura 5.13 – Momentos fletores no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

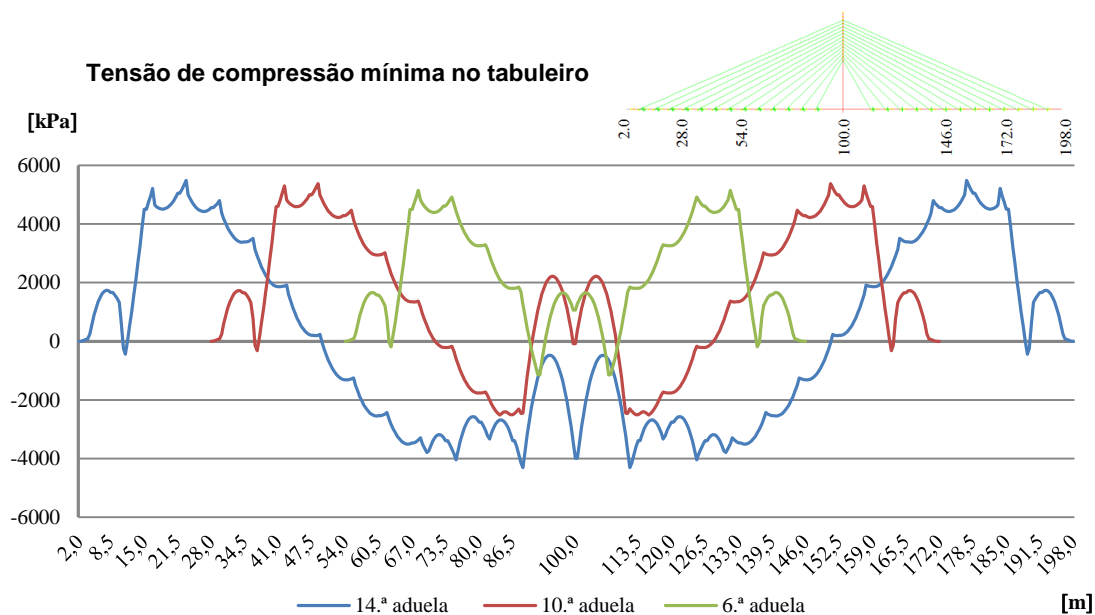


Figura 5.14 – Tensão de compressão mínima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Durante a fase construtiva com o sistema convencional instalam-se tensões no tabuleiro de elevado valor (Figura 5.15), o elevado esforço axial com os elevados momentos fletores que se instalam resultam em tensões embora que temporárias de valor significativo. A regulamentação não é esclarecedora do valor a utilizar, valor máximo admissível, alguns autores referem que para a combinação caracterís-

tica de ações o limite deve situar-se entre $0.45 \times f_{CK}(t) < \sigma_{C,C} \leq 0.6 \times f_{CK}(t)$, dependendo do tempo que a estrutura está submetida aos esforços, sendo ações de longa ou de curta duração. No caso da estrutura da ponte em estudo, as tensões com valor significativo instalam-se imediatamente nas aduelas anteriores á aduela em execução, considera-se ações de curta duração. No entanto, conforme a construção do tabuleiro vai evoluindo as tensões vão aliviando nas aduelas construídas á mais tempo. Embora com valores elevados conforme se pode verificar pela análise dos resultados, o maior valor ocorre quando se está a construir as aduela A.19.14.L e A.19.14.C, a tensão atinge um valor de 16.00MPa, inferior ao valor limite admissível de 17.62MPa.

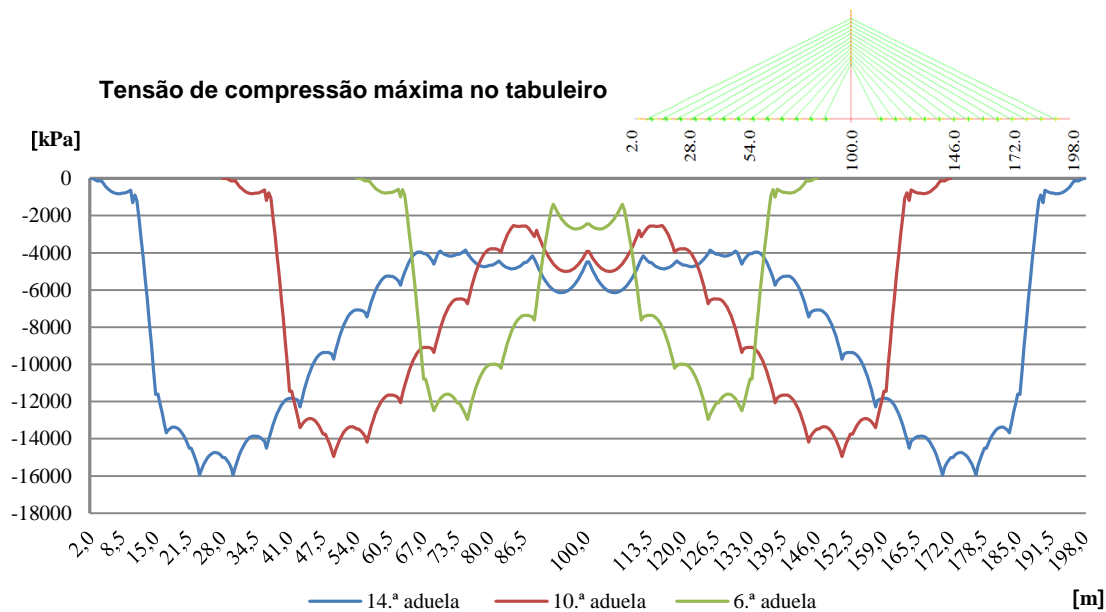


Figura 5.15 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

A força instalada nos tirantes apresentam variações significativas durante o faseamento construtivo, a variação é mais significativa nos três últimos pares de tirantes instalados, é nestes que ocorrem as maiores variações da força. Com base na análise dos resultados durante a evolução no espaço da construção do tabuleiro da ponte, os primeiros tirantes colocados tem tendência a estabilizar (Figura 5.16).

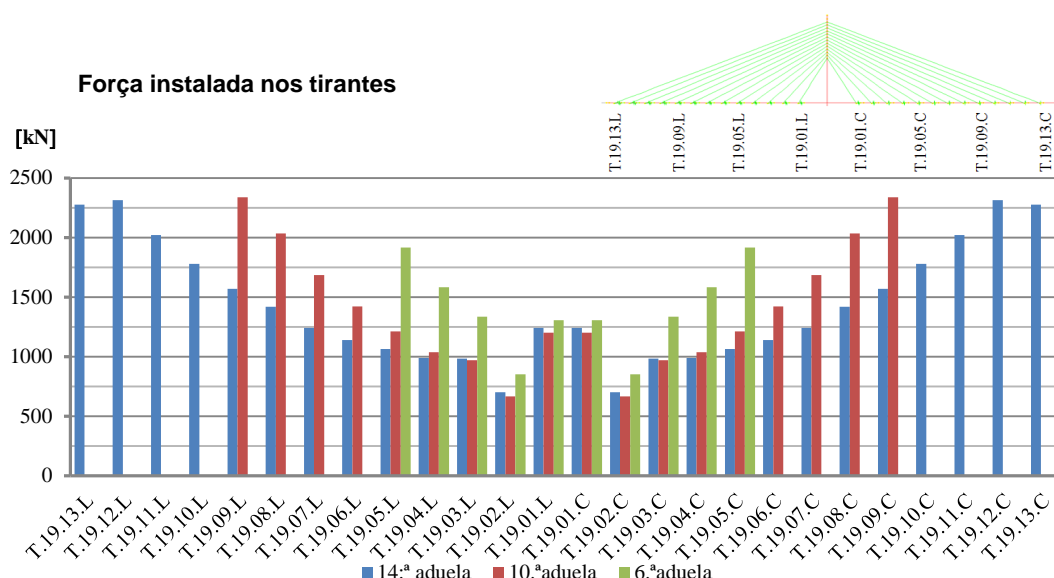


Figura 5.16 - Força instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Os tirantes T.19.05.L e T.19.05.C (Figura 5.17), durante a fase de construção da aduela A.19.06.L e A.19.06.C, apresentam uma variação de tensão em relação à tensão instalada para a estrutura da ponte com todas as cargas permanentes com um aumento de cerca de 42.5%, variando de 554.56MPa para 798.56MPa, relativo à estrutura da ponte concluída e ao faseamento construtivo respetivamente, alterando o rácio de tensão instalada de 0.30 para 0.43.

Os tirantes T.19.09.L e T.19.09.C (Figura 5.17), durante a fase de construção da aduela A.19.10.L e A.19.10.C, apresentam uma variação de tensão em relação à tensão instalada para a estrutura da ponte com todas as cargas permanentes com um aumento de cerca de 38%, variando de 564.83MPa para 779.47MPa, relativo à estrutura da ponte concluída e ao faseamento construtivo respetivamente, alterando o rácio de tensão instalada de 0.30 para 0.42.

Os tirantes T.19.13.L e T.19.13.C (Figura 5.17), durante a fase de construção da aduela A.19.14.L e A.19.14.C, apresentam uma variação de tensão em relação à tensão instalada para a estrutura da ponte com todas as cargas permanentes com um aumento de cerca de 29%, variando de 613.16MPa para 789.95MPa, relativo à estrutura da ponte concluída e ao faseamento construtivo respetivamente, alterando o rácio de tensão instalada de 0.33 para 0.42.

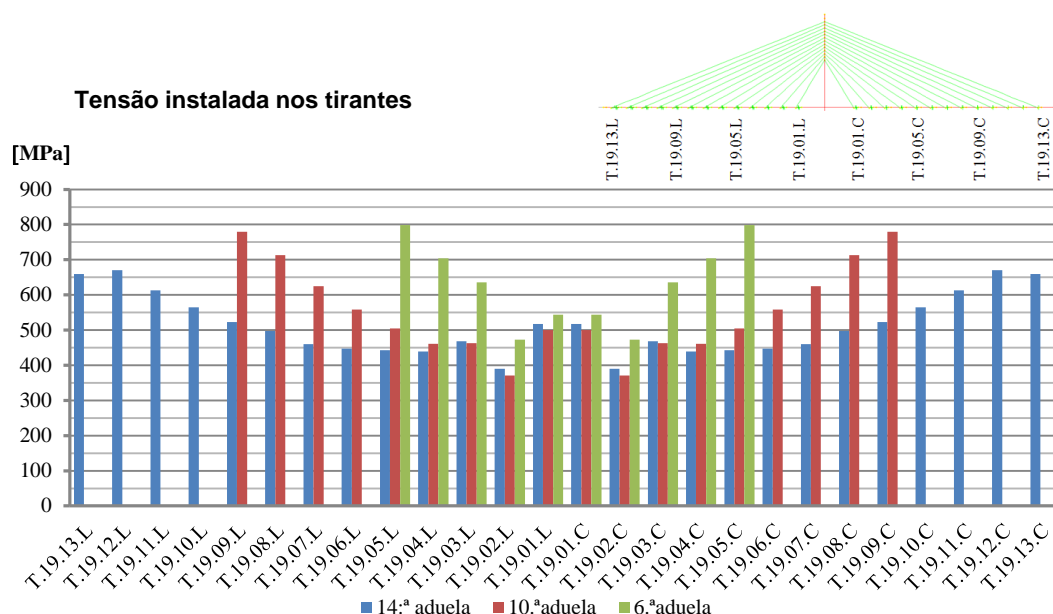


Figura 5.17 - Tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

O limite máximo admissível de tensão nos tirantes durante o faseamento construtivo é de 0.45 a $0.50f_{ptk}$, limite verificado para todos os tirantes (Figura 5.18), tanto os que ancoram no tramo lateral como os que ancoram no tramo central. Para que este limite esteja dentro dos valores previamente definidos, torna-se essencial um pré-dimensionamento da secção dos tirantes e um plano de ajustamento dos tirantes adequado. O processo de ajuste deve ser um processo iterativo para os diversos casos e passos de carga a que a estrutura da ponte está submetida, tanto durante a fase construtiva como durante a fase de serviço, para que a tensão nos tirantes não ultrapasse os níveis aceitáveis.

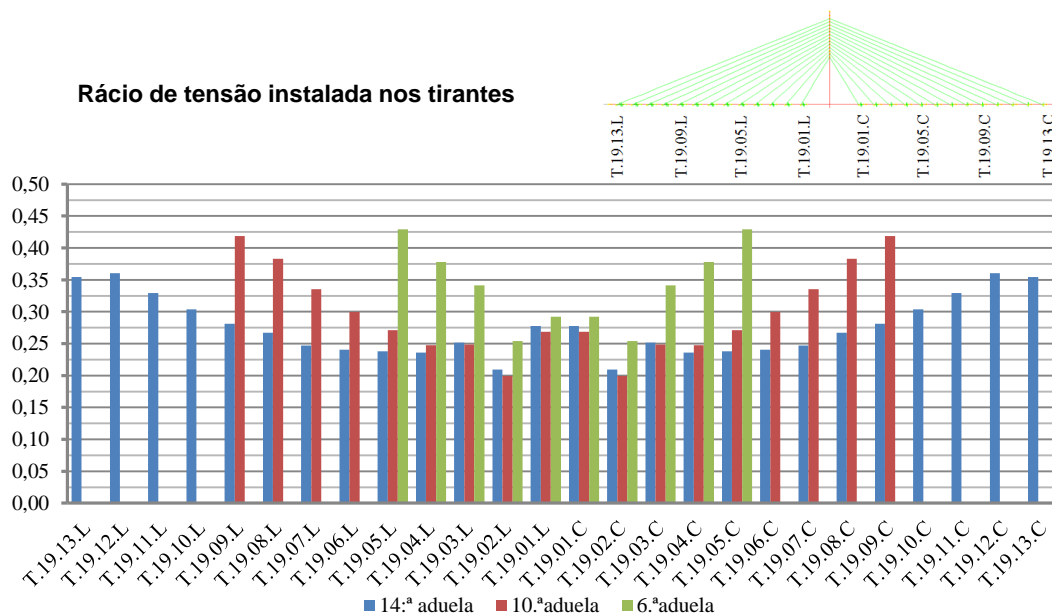


Figura 5.18 - Rácio de tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Os deslocamentos verticais do tabuleiro durante o faseamento construtivo e conforme vai evoluindo a construção no espaço vão sendo cada vez mais significativos. Como se pode verificar pelos deslocamentos verificados na fase de construção das aduelas A.19.10.L, A.19.10.C., A.19.14.L e A.19.14.C, estes assumem valores significativos, introduzindo no tabuleiro tensões e esforços de flexão elevados (Figura 5.19).

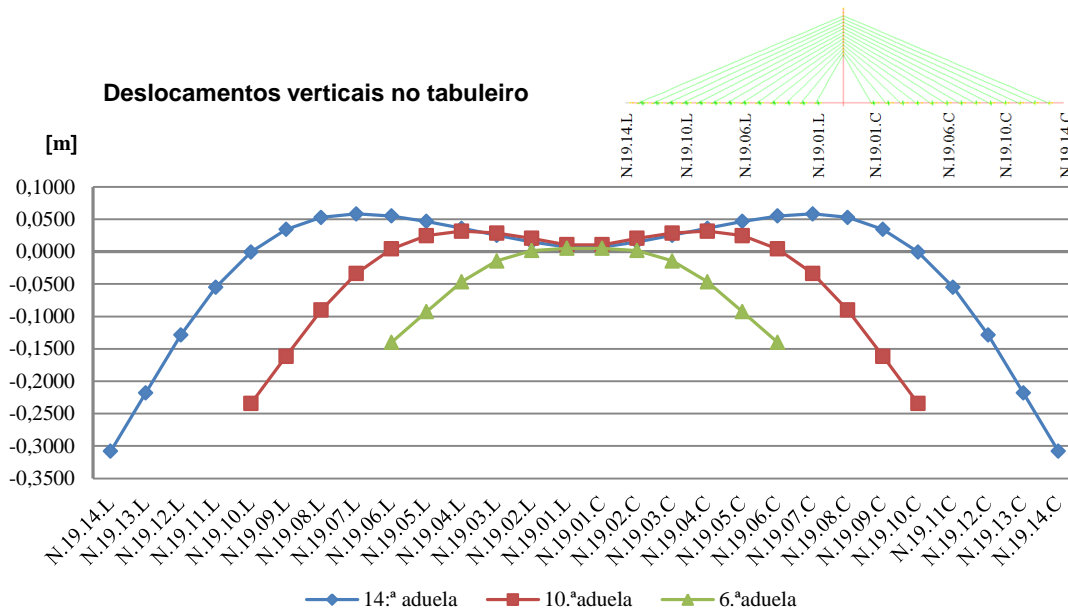


Figura 5.19 - Deslocamentos verticais no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

A análise do faseamento construtivo, com o sistema convencional, demonstra pelos resultados obtidos que embora não sejam ultrapassados os limites regulamentares, produzem-se elevados deslocamentos, esforços e tensões, tanto no tabuleiro como nos tirantes. Esta modelação com o sistema convencional evidência a importância de um adequado pré-dimensionamento da secção dos tirantes e do ajuste adequado de tensão.

5.3.3. MODELAÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO TABULEIRO COM O SISTEMA OPS

5.3.3.1. Considerações iniciais

Como alternativa ao processo construtivo por avanços sucessivos com o sistema convencional, processo proposto pelo projetista e adotado pelo empreiteiro, estuda-se neste subcapítulo o processo alternativo, sistema construtivo com tirantes ativos OPS.

A modelação da estrutura da ponte para a construção do tabuleiro com o sistema OPS, processo construtivo por avanços sucessivos, partiu da posição final pretendida, estrutura indeformada na vertical, para a ação das cargas permanentes. Procedeu-se à desmontagem fase a fase de modo inverso à montagem, procedendo-se á montagem da estrutura com a adição dos elementos fase a fase. Este método permitiu fazer uma análise dos esforços e dos deslocamentos durante o faseamento construtivo, com o sistema OPS.

O sistema OPS permite tensionar os tirantes nos quais os macacos de tensionamento estão aplicados, os tirantes tornam-se ativos, o tensionamento é feito através da recolha de dados relativos aos deslocamentos do tabuleiro. Os sensores pertencentes ao sistema recebem a informação, transmitindo essa

informação aos controladores que por sua vez ativam os macacos para o tensionamento dos tirantes (operação inversa também é possível, destensionamento). A informação recolhida é em forma de deslocamentos verticais.

Na modelação com o sistema OPS, durante a execução da aduela, o deslocamento máximo permitido antes da ativação dos macacos de tensionamento é igual ou inferior a 10mm. Os carros de avanço são posicionados para a execução da aduela, regista-se o deslocamento vertical, são colocados os tirantes da fase a construir, quando começa a construção da aduela o máximo deslocamento permitido até ao acionamento dos macacos de tensionamento é de 10mm. Os deslocamentos são referenciados aos pontos de controlo instalados nas torres e no carro de avanço. Os sensores recebem a informação em termos de deslocamentos transmitem-na aos controladores que por sua vez ativam os macacos de tensionamento que repõe a geometria do tabuleiro.

A modelação da estrutura da ponte para a construção por avanços sucessivos com o sistema OPS, com tabuleiro em betão, betonagem in situ, tem como sequência construtiva de cada fase de construção simétrica das aduelas:

- i. Avanço do carro da aduela precedente para a aduela a construir;
- ii. Colocação do par de tirantes fixos ao carro de avanço nos macacos de tensionamento, desta forma a construção da aduela deixa de ser executada em consola para ser apoiada, em que os apoios são as ancoragens dos tirantes fixos aos macacos no carro de avanço;
- iii. Cofragem, colocação de armaduras e betonagem da aduela;
- iv. Tensionamento dos tirantes para o final do faseamento construtivo, libertação dos tirantes;
- v. Avanço do carro para a aduela posterior.

Com o sistema OPS a fase mais crítica da construção da aduela, betonagem da aduela, é controlada. Este processo leva à redução de esforços no tabuleiro e nos tirantes mais próximos da aduela a construir, esta deixa de se encontrar em consola passando a ser construída apoiada nas ancoragens dos tirantes. Com estes sistema construtivo à uma redução dos esforços de flexão no tabuleiro e tensões de tração na fibra superior do tabuleiro. Com o auxílio do sistema OPS é possível construir estruturas mais esbeltas e com mais segurança durante o faseamento construtivo. Os esforços e deformações no próprio carro de avanço são menores.

Os resultados da modelação apresentados, deslocamentos, tensões e esforços no tabuleiro e nos tirantes, são para a ação do peso próprio do tabuleiro da ponte e para a sobrecarga construtiva dos equipamentos de construção, com o valor característico. A Analise dos resultados da modelação das fases construtivas das aduelas, A.19.06.L, A.19.10.L, A.19.14.L, A.19.06.C, A.19.10.C e A.19.14.C relativa à torre 19, sendo simétrica a torre 20, os esforços são iguais. O peso próprio do tabuleiro corresponde a uma carga de 210.60kN/m, a ação do equipamento de construção foi aplicada à estrutura do carro de avanço com uma carga concentrada de 650 kN.

Nesta modelação os esforços de flexão, momentos negativos, mais elevados registados a partir da construção das aduelas A.19.07.L e A.19.07.C, foram produzidos com o carro de avanço posicionado na aduela a construir, sem a execução da aduela. Os esforços produzidos quando o carro avanço é posicionado para a execução das aduelas, são superiores aos verificados no fim da construção da aduela. Como na modelação os tirantes são tensionados de uma só vez, ficam no final de cada fase construtiva, antes do avanço do carro, com o tensionamento para a ação de todas as cargas permanentes com a ponte construída na totalidade. Isto leva a que quando o carro é posicionado o peso seja inferior ao peso do tabuleiro com todas as cargas permanentes, logo o tabuleiro apresenta um deslocamento ascendente, que é superior ao deslocamento que apresenta com as aduelas construídas. A diferença veri-

fica-se pelo critério definido de 10mm entre o deslocamento com o posicionamento do carro de avanço e com a aduela construída. A diferença do esforço é consequência da diferença do deslocamento de 10mm permitida ao tabuleiro.

5.3.3.2. Análise da construção da 6.^a, 10.^a e 14.^a aduela

Os esforços apresentados são para as ações definidas e para a fase em que se produzem os esforços mais elevados. O esforço de flexão, momentos fletores, apresenta-se quando o tabuleiro está submetido a ação do peso próprio e do equipamento construtivo sem a execução da aduela, quando se obteve o valor mais elevado do esforço, e com a ação do peso próprio e do equipamento construtivo, quando se obteve o valor menor do esforço, com a aduela construída, embora que as diferenças não sejam significativas

O esforço axial introduzido no tabuleiro, durante o faseamento construtivo com o sistema OPS, tem uma variação linear com a evolução da construção do tabuleiro, Esta variação deve-se ao facto da tensão nos tirantes ser a adequada e controlada durante o faseamento construtivo (Figura 5.20).

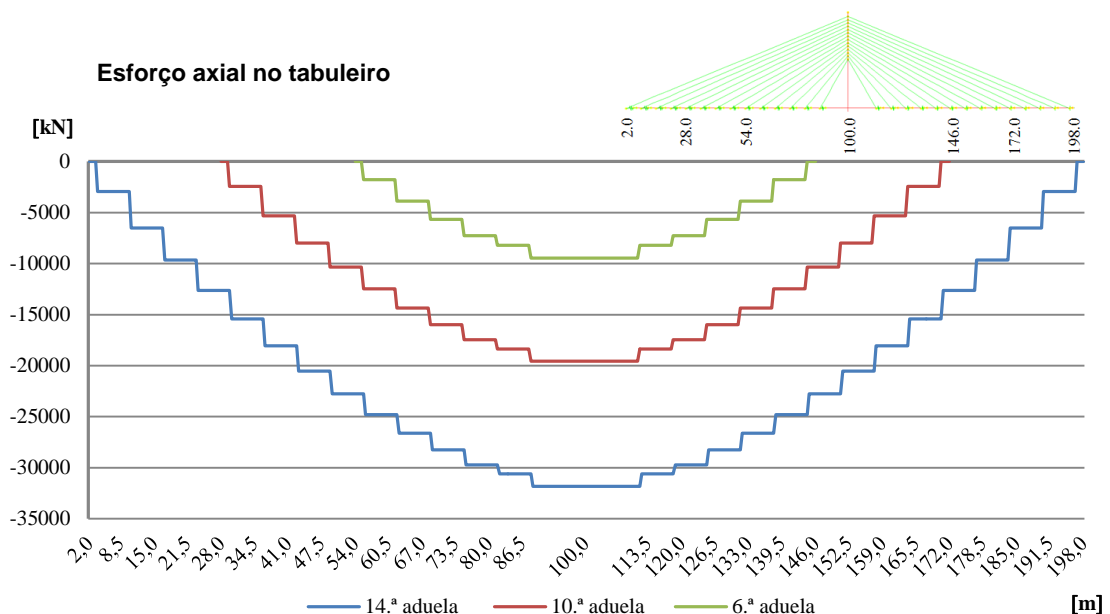


Figura 5.20 - Esforço axial no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

O esforço transversal não tem variações significativas durante a construção das aduelas, a construção das aduelas é feita apoiada, em que o apoio é a ancoragem do par de tirantes da aduela a construir, contrariamente à construção convencional que é feita em consola (Figura 5.21).

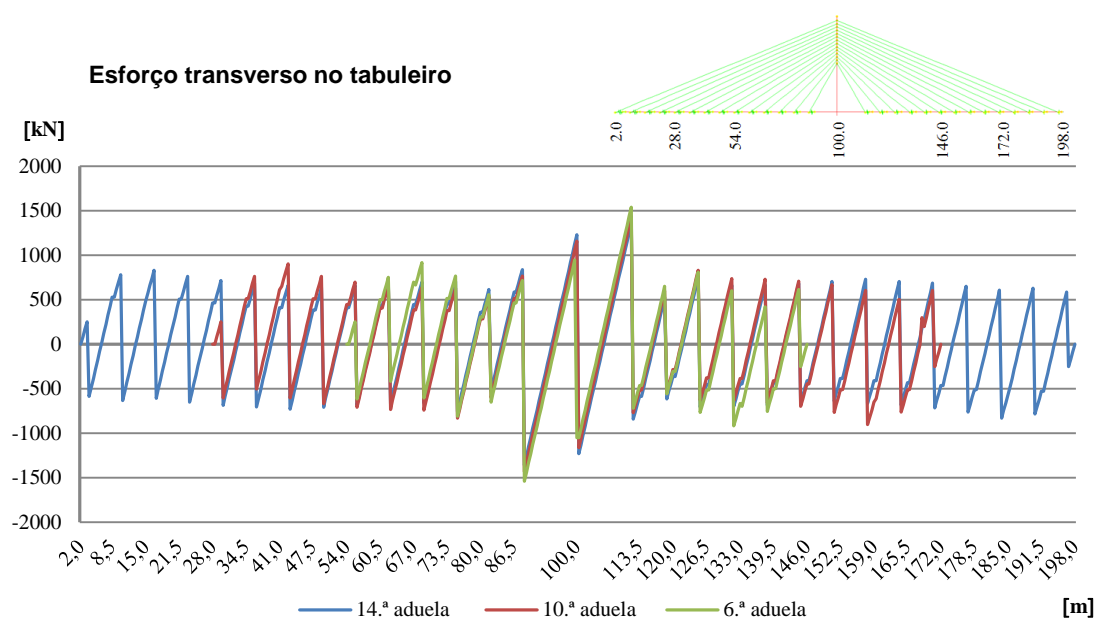


Figura 5.21 - Esforço transversal no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

O valor dos momentos fletores vai diminuindo conforme se vão construindo as aduelas, com a progressão da construção do tabuleiro. O valor dos momentos fletores vai-se aproximando do valor dos momentos com a ponte concluída, a variação dos momentos produzidos durante o faseamento construtivo é feita de forma moderada (Figura 5.22).

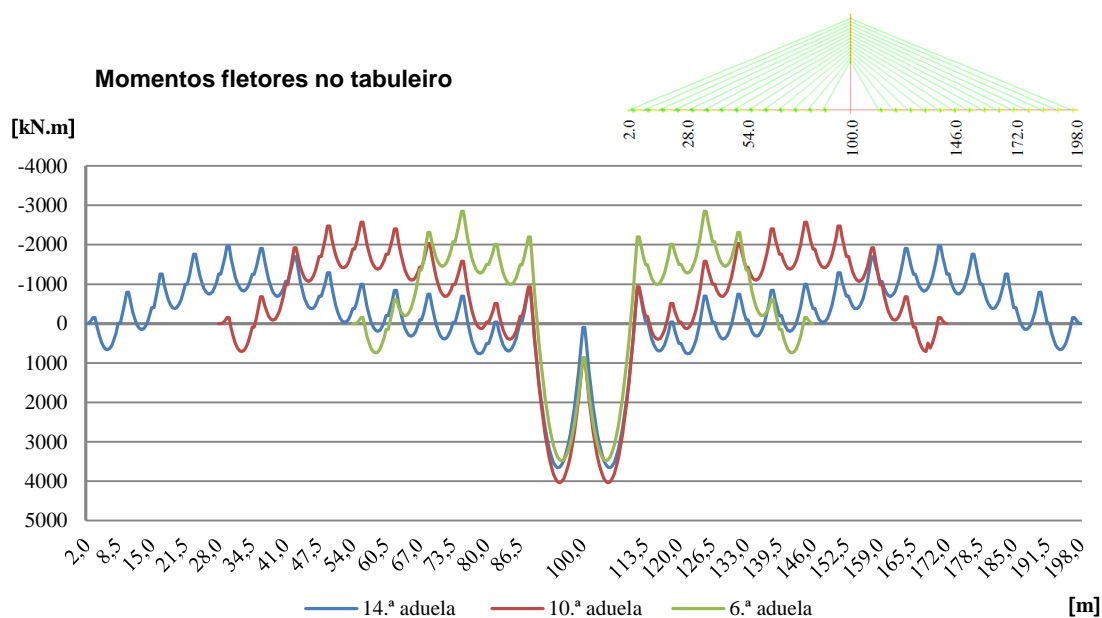


Figura 5.22 - Momentos fletores no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

O esforço de flexão no tabuleiro, momentos negativos, a partir das aduelas A.19.07.L e A.19.07.C, com o carro de avanço posicionado na aduela para execução (Figura 5.23) é superior ao registado com a ação do equipamento de construção e com o peso próprio da aduela em execução (Figura 5.22). Durante a construção das aduelas A.19.10.L e A.19.10.C, o valor máximo é de 2892.30kN.m e 2574.78kN.m com a aduela executada. Durante a construção das aduelas A.19.14.L e A.19.14.C, o valor máximo é de 2495.51kN.m e 1960.91kN.m com a aduela executada.

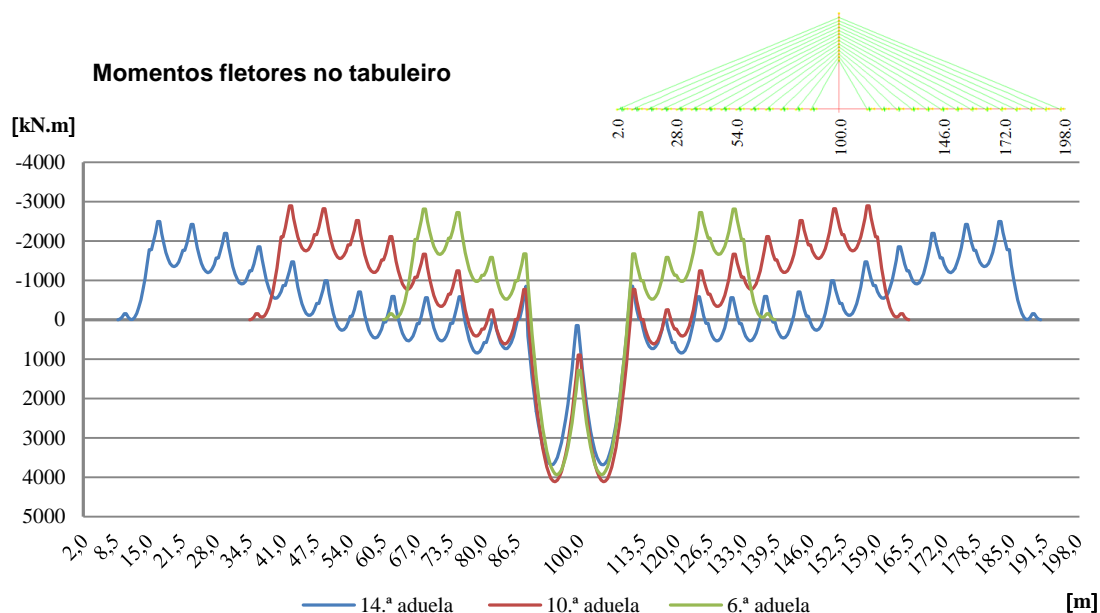


Figura 5.23 - Momentos fletores no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro (sem o peso próprio da aduela em execução), e do equipamento de construção)

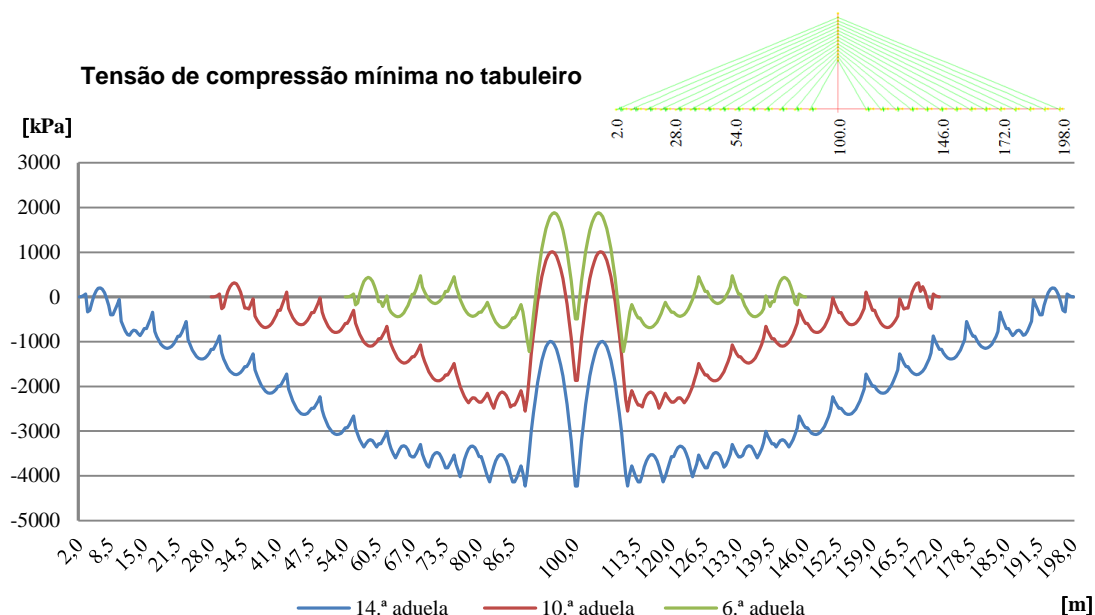


Figura 5.24 - Tensão de compressão mínima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

As tensões introduzidas no tabuleiro apresentam valores baixos, aumentando com a progressão da construção do tabuleiro, mas de forma controlada e longe dos limites regulamentares (Figura 5.24 e Figura 5.25).

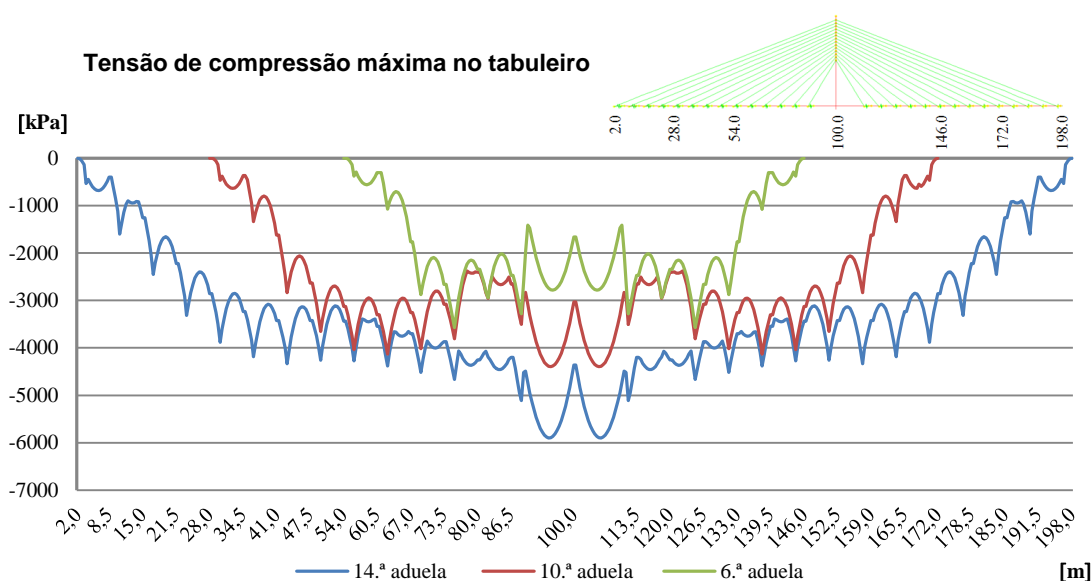


Figura 5.25 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

No final da betonagem da aduela em execução, a força instalada nos tirantes encontra-se em valores semelhantes aos registados com a estrutura da ponte finalizada com todas as cargas permanentes aplicadas. A força instalada nos tirantes apresenta variações mínimas durante o faseamento construtivo, os tirantes durante a construção das aduelas vão mantendo a força instalada semelhante em todas as fases, não registando variações significativas (Figura 5.26).

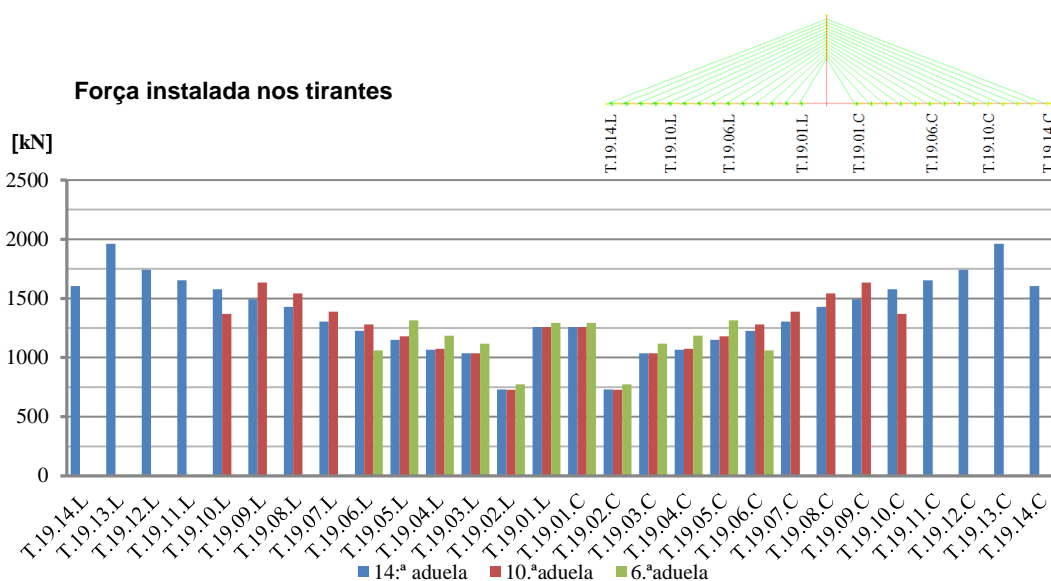


Figura 5.26 - Força instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Os tirantes T.19.05.L e T.19.05.C (Figura 5.27), durante a fase de construção da aduela A.19.06.L e A.19.06.C, apresentam uma variação de tensão em relação à tensão instalada para a estrutura da ponte com todas as cargas permanentes com uma variação de cerca de -1.00% , variando de 554.56MPa para 548.33MPa, relativo à estrutura da ponte concluída e ao faseamento construtivo respetivamente.

Os tirantes T.19.09.L e A.19.09.C (Figura 5.27), durante a fase de construção da aduela T.19.10.L e A.19.10.C, apresentam uma variação de tensão em relação à tensão instalada para a estrutura da ponte com todas as cargas permanentes com um aumento de cerca de -3.00% , variando de 564.83MPa para 544.69MPa, relativo à estrutura da ponte concluída e ao faseamento construtivo respetivamente.

Os tirantes T.19.13.L e T.19.13.C (Figura 5.27), durante a fase de construção da aduela A.19.14.L e A.19.14.C, apresentam uma variação de tensão em relação à tensão instalada para a estrutura da ponte com todas as cargas permanentes com um aumento de cerca de -9.70% , variando de 613.16MPa para 558.69MPa, relativo à estrutura da ponte concluída e ao faseamento construtivo respetivamente.

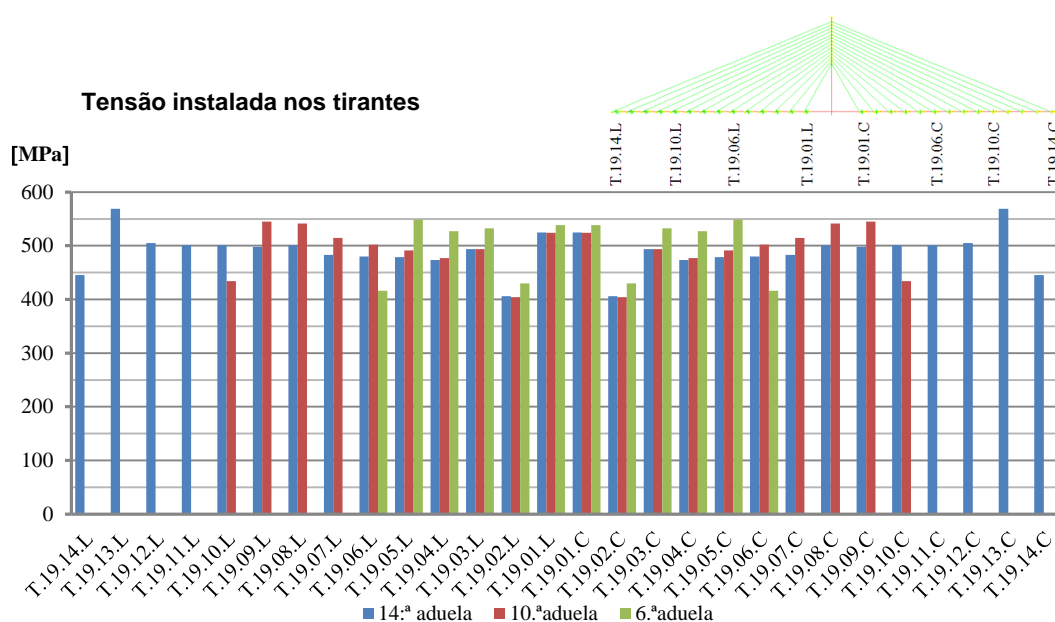


Figura 5.27 - Tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

O limite máximo de tensão admissível durante o faseamento construtivo é de 0.45 a 0.50 (f_{ptk}). O limite de tensão é verificado para todos os tirantes (Figura 5.28), tanto os que ancoram no tramo lateral como os que ancoram no tramo central. A variação dos níveis de tensão instalada durante as várias fases construtivas com o sistema OPS são moderados, não registando grandes variações como as que se verificam com a construção com o sistema convencional, a tensão instalada nos tirantes regista valores entre 0.25 a 0.30 (f_{ptk}).

A redução do valor do rácio de tensão instalada nos tirantes durante o faseamento construtivo em relação ao registado com a ponte com todas as cargas permanentes aplicadas justifica-se por o tabuleiro ser mais leve durante o faseamento construtivo, embora tenha aplicada a carga do equipamento de construção, mas mesmo assim a carga tem um valor inferior quando submetida à ação das cargas permanentes, também se justifica pela construção se fazer de forma apoiada.

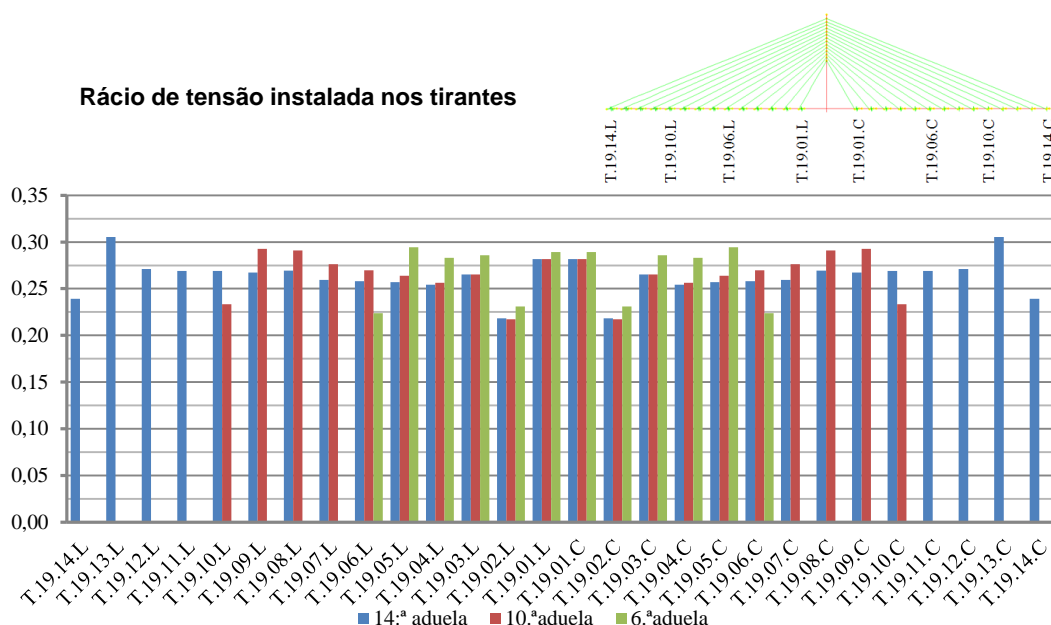


Figura 5.28 - Rácio de tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Os deslocamentos verticais do tabuleiro encontram-se acima do ponto referenciado com o valor 0.00 (Figura 5.29). Quando o carro de avanço é posicionado para a execução da aduela, e como a tensão instalada nos tirantes é para o final da construção com todas as cargas permanentes aplicadas à estrutura, durante a construção o tabuleiro está submetido à carga do peso próprio e ao peso do equipamento construtivo. Como anteriormente referido esta carga é inferior ao peso do tabuleiro com todas as cargas permanentes aplicadas.

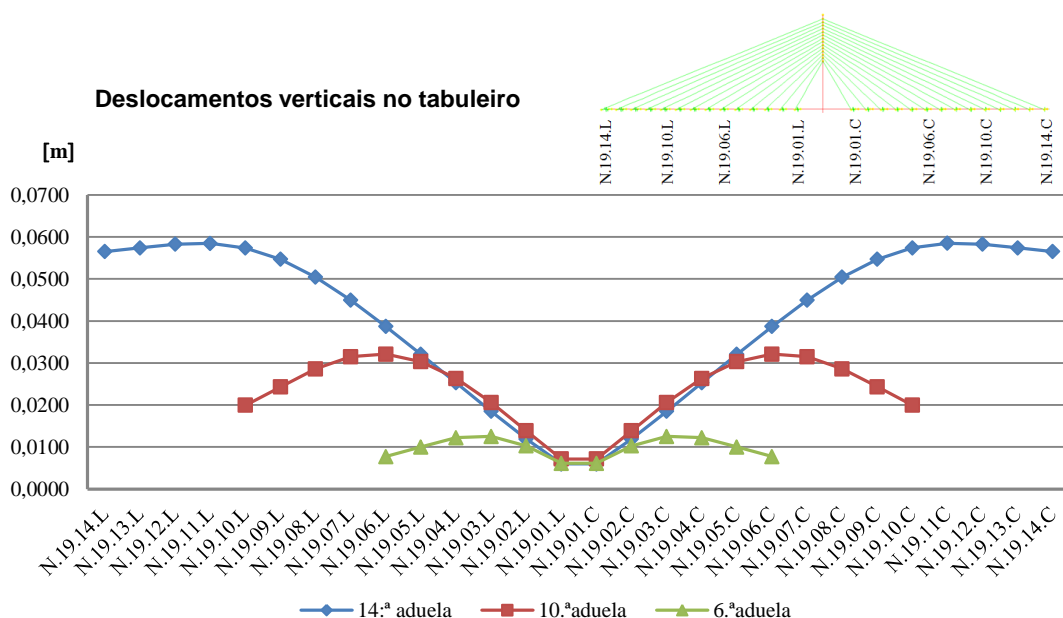


Figura 5.29 - Deslocamentos verticais no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

A construção do tabuleiro com o recurso ao sistema OPS, pela análise dos resultados, demonstra que o controlo de esforços é absoluto. O tabuleiro com este sistema construtivo está submetido a esforços reduzidos e controlados.

5.3.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA MODELAÇÃO DA CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO COM O SISTEMA CONVENCIONAL E COM O SISTEMA OPS

5.3.4.1. Considerações iniciais

Depois da análise dos resultados obtidos com a modelação da construção com o sistema convencional e com o sistema OPS, verificam-se diferenças significativas nos deslocamentos, tensões e esforços no tabuleiro, assim como na tensão instalada nos tirantes durante o faseamento construtivo.

O sistema OPS reduz os deslocamentos do tabuleiro de forma significativa, verificando-se uma redução considerável de tensões e momentos flectores no tabuleiro, assim como da tensão instalada nos tirantes. O fator de redução de esforços e deslocamentos do tabuleiro é um fator importante, para que não seja necessário um sobredimensionamento dos elementos estruturais, tabuleiro e tirantes, para auxiliar a fase construtiva.

Os tirantes, apresentam, com o sistema OPS uma variação de tensão menor que no caso da construção com o sistema convencional. Os esforços verificados com o sistema OPS, aproxima-se mais da estrutura da ponte indeformada verticalmente do que da construção com o sistema convencional.

O esforço axial de compressão no tabuleiro durante o faseamento construtivo com o sistema convencional e com o sistema OPS tem valores idênticos, não há variações significativas a registar. No caso do esforço transversal, aumenta significativamente na aduela anterior à construída antes da colocação do par de tirantes da fase, isto explica-se por a aduela em construção estar encontrar em consola durante a fase de construção antes de colocar o par de tirantes da fase.

Os esforços de flexão e deslocamentos no tabuleiro, durante o faseamento construtivo com o sistema convencional, aumenta conforme se vão construindo as aduelas. Com o sistema OPS, os deslocamentos são controlados, mantendo-se dentro do critério previamente definido de após o posicionamento do carro de avanço para a aduela a construir, os sensores fazem a leitura do deslocamento vertical e permite apenas um deslocamento vertical máximo de 10mm, limite a partir do qual é feita a ativação automática dos macacos de tensionamento através do controlador instalado. O valor deste deslocamento não é um caso vinculativo, poderia ser outro, neste estudo optou-se por este valor por ser um valor considerado razoável, que limita os deslocamentos a um intervalo reduzido para que os incrementos de força sejam também feitos com regularidade e para que a alteração dos níveis de tensão dos tirantes seja de forma gradual.

Como atrás referido, o sistema OPS é adaptável ao carro convencional, mas deve ser aplicado a um carro de avanço menos robusto, mais esbelto. O carro com o sistema OPS trabalha apoiado em três pontos de ancoragem. O carro de avanço só está em consola até à aplicação do par de tirantes, fase em que está só sujeito ao seu peso próprio. Significa isto que o carro de avanço quando está em consola com o sistema OPS está com cerca de um terço da carga da fase, com o sistema convencional o carro está em consola com o peso do carro de avanço e com o peso da aduela.

No sistema OPS, os macacos de tensionamento e o sistema de ativação, são aplicados ao carro de avanço, ficando definitivo até ao fim do faseamento construtivo não necessitando de ser movimentado. A movimentação é feita quando o carro de avanço é movimentado. O macaco de tensionamento está aplicado numa zona em que é efetuado um reforço para suportar as tensões que se geram pelo tensio-

namento dos tirantes. O macaco de tensionamento fica “agarrado” ao tirante desde o início até ao fim da construção da aduela. Numa primeira fase os tirantes vão sendo tensionados conforme vão sendo aplicadas as cargas relativas à construção da aduela até ao fim da betonagem, por fim e antes do avanço do carro é feito o tensionamento dos tirantes. Os tirantes ficam com a tensão para que no final do faseamento construtivo e com todas as cargas permanentes colocadas na estrutura da ponte esta fique indeformada verticalmente. No fim da fase construtiva da aduela o tirante é libertado do macaco de tensionamento, o tirante fica solidarizado com a aduela.

Neste subcapítulo optou-se por fazer a análise comparativa aduela a aduela. Na legenda dos gráficos refere-se “Sem OPS” ao sistema construtivo convencional.

5.3.4.2. Resultados comparativos da modelação da construção da 6ª aduela

Os esforços axiais nas duas soluções, construção com o sistema convencional e construção com o sistema OPS, apresentam valor máximo de ordem de grandeza semelhante, (Figura 5.30).

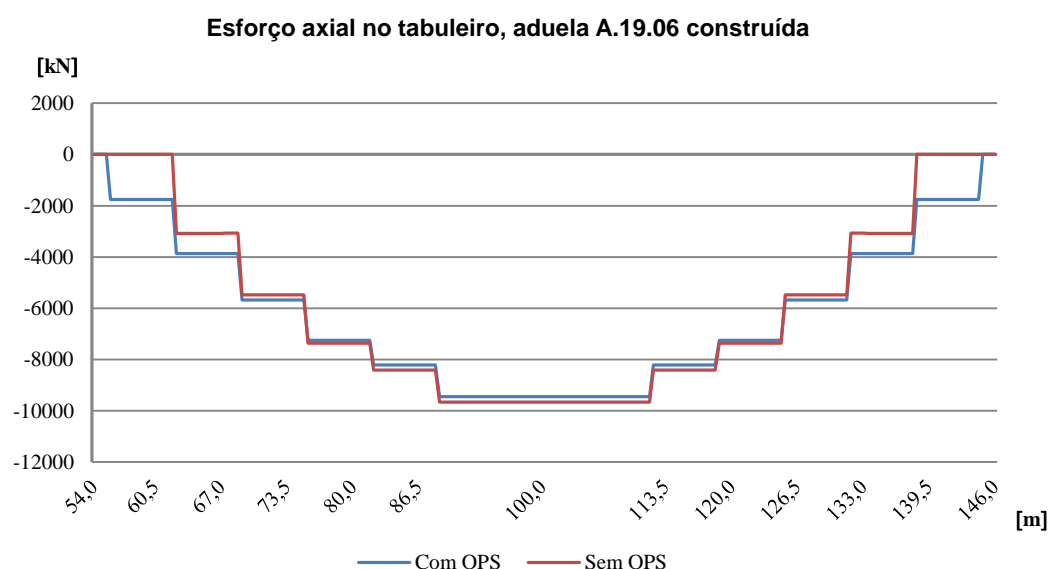


Figura 5.30 – Esforço axial no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

O esforço transversal com o sistema convencional tem valores significativos, elevados, na aduela anterior à aduela em construção, efeito da construção em consola (Figura 5.31).

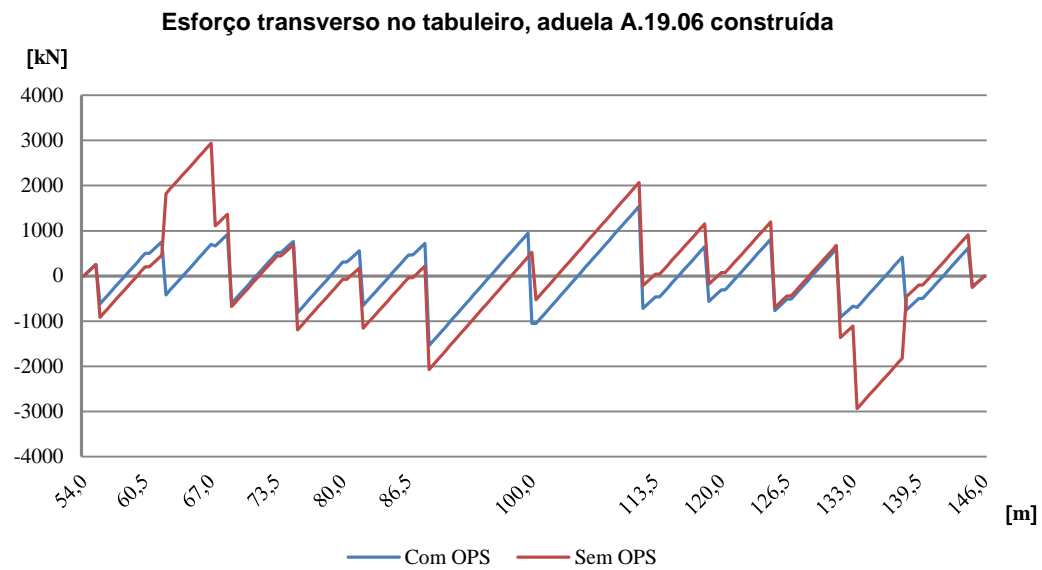


Figura 5.31 – Esforço transversal no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Os momentos fletores entre as duas soluções são divergentes. No caso da construção com o sistema convencional estes adquirem valores elevados, no caso da construção com o sistema OPS os valores são menores aproximando-se o valor da solução final com o carregamento das cargas permanentes. Com o sistema convencional os momentos negativos obtidos tem o valor máximo de 13135.31kN.m, com o sistema OPS o valor máximo é de 2844.65kN.m (Figura 5.32).

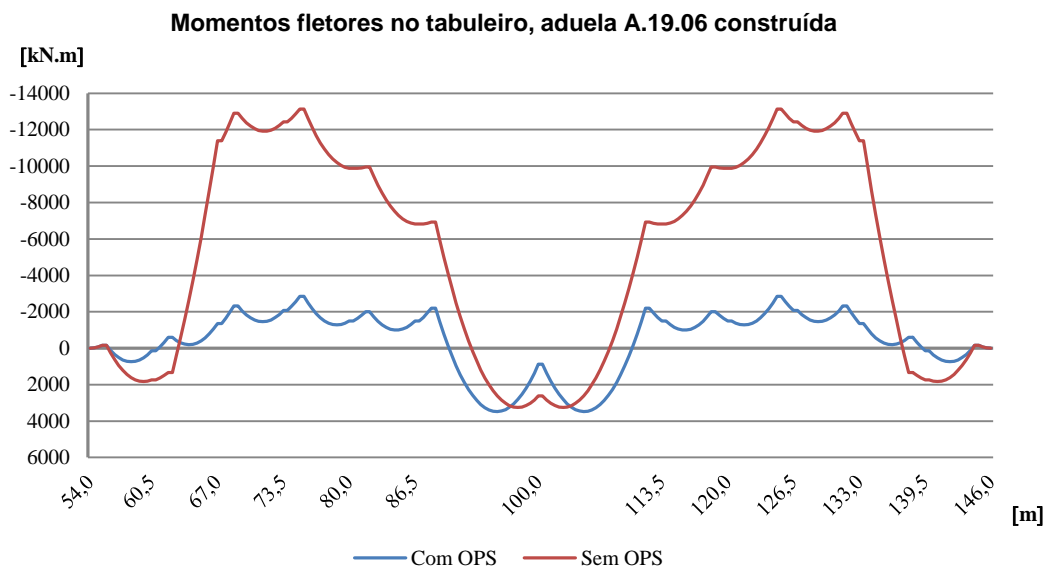


Figura 5.32 - Momentos fletores no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

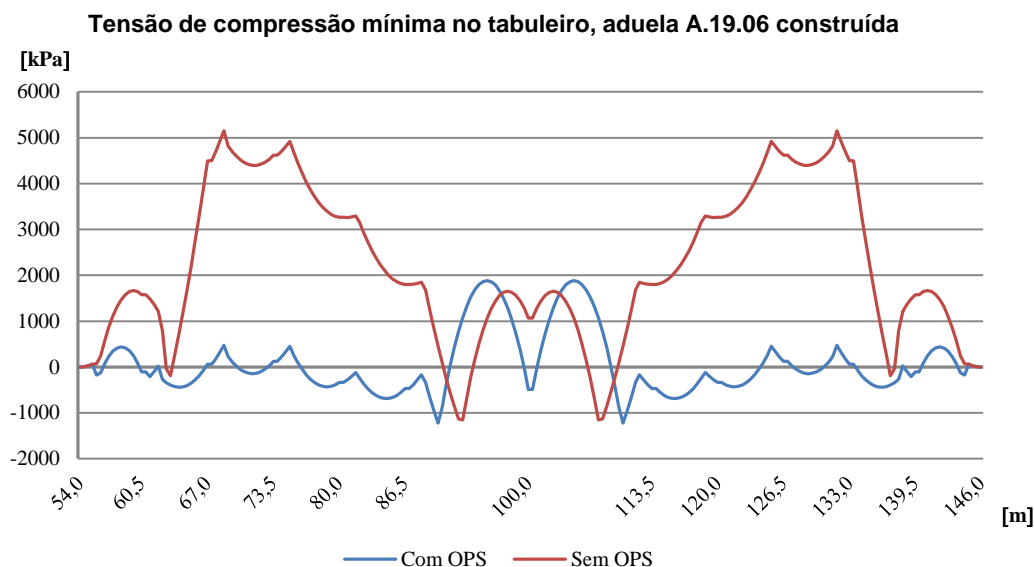


Figura 5.33 - Tensão de compressão mínima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

As tensões obtidas com os dois sistemas construtivos apresentam valores bastantes distantes, com o sistema convencional o valor é na ordem de cinco vezes superior (Figura 5.34).

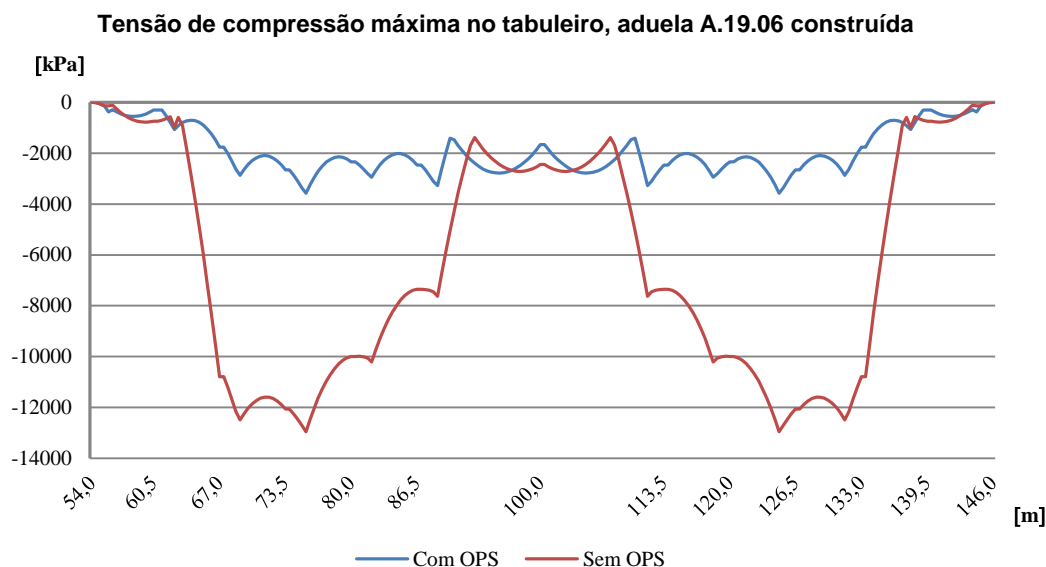


Figura 5.34 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Nos tirantes, T.19.05.L e T.19.05.C, ocorre a maior diferença de força instalada, com o sistema convencional a força tem o valor de 1916.55kN, enquanto com o sistema OPS o valor é bastante inferior, 1315.99kN. A diferença justifica-se, porque com a construção com o sistema OPS está colocado o par de tirantes da fase durante a execução da aduela, o par de tirantes é tensionado conforme se processa o carregamento referente à construção da aduela. A carga com o sistema OPS é suportada, embora por

todos os tirantes instalados até à fase, mas com maior influência pelos tirantes da fase anterior e pelos tirantes da fase em execução. Com o sistema convencional é no par de tirantes da fase anterior que ocorre a maior variação de força instalada (Figura 5.35).

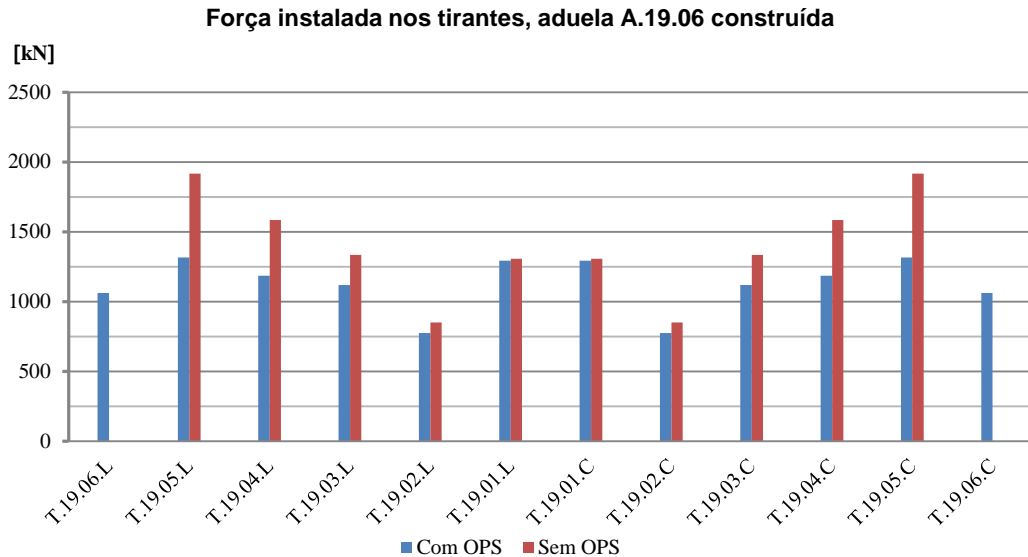


Figura 5.35 - Força instalada nos tirantes, (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

A tensão instalada nos tirantes tem diferenças significativas entre os dois sistemas (Figura 5.36), embora, com o sistema convencional é mais acentuada nos últimos três pares de tirantes instalados, próximos da aduela a construir. Os tirantes durante a construção com o sistema OPS mantêm o nível de tensão durante o faseamento construtivo, enquanto durante a construção com o sistema convencional sofrem variações significativas.

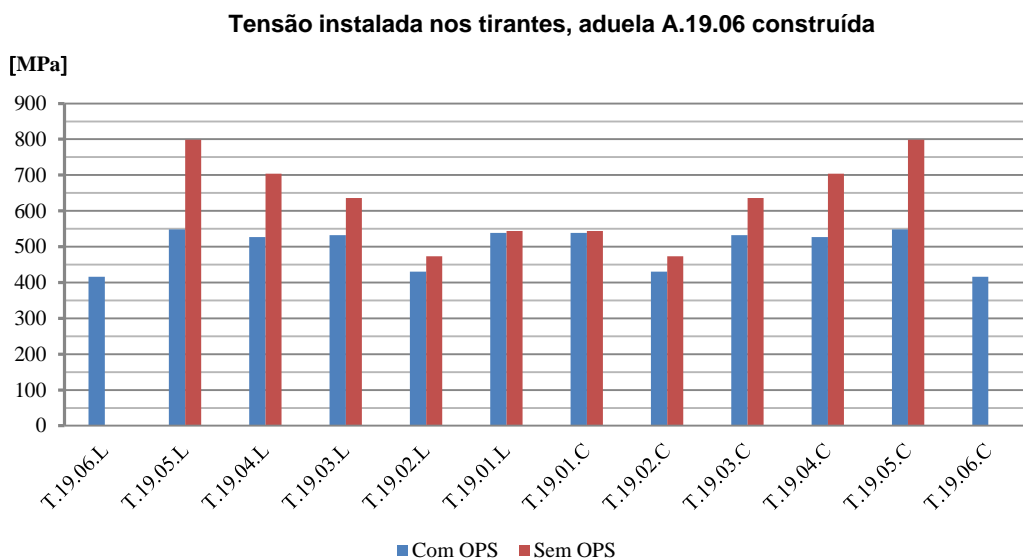


Figura 5.36 - Tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Conforme se pode verificar na Figura 5.37 (rácio de tensão instalada nos tirantes), os tirantes T.19.05.L e T.19.05.C, com a construção com o sistema convencional, tem uma tensão de 0.43 (f_{ptk}) aproximada do limite 0.45 (f_{ptk}) para o faseamento construtivo. Os tirantes com a construção com o sistema OPS mantem a tensão em níveis aceitáveis, longe do limite superior e acima do limite inferior.

Rácio de tensão instalada nos tirantes, aduela A.19.06 construída

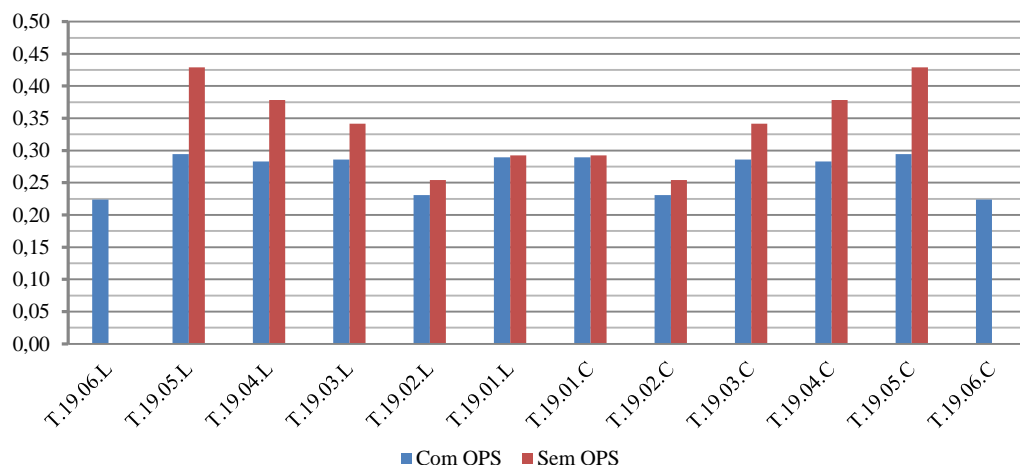


Figura 5.37 - Rácio de tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Os deslocamentos verticais apresentam diferenças significativas (Figura 5.38), com sistema convencional registam-se deslocamentos excessivos, 0.1399m abaixo da cota, ponto 0.00m, com o sistema OPS o deslocamento é de 0.0077m acima da cota, ponto 0.00m. O deslocamento positivo, com o sistema OPS, justifica-se pelo critério inicialmente definido que durante o faseamento construtivo o máximo deslocamento permitido era de 10mm abaixo do registado depois do posicionamento do carro de avanço.

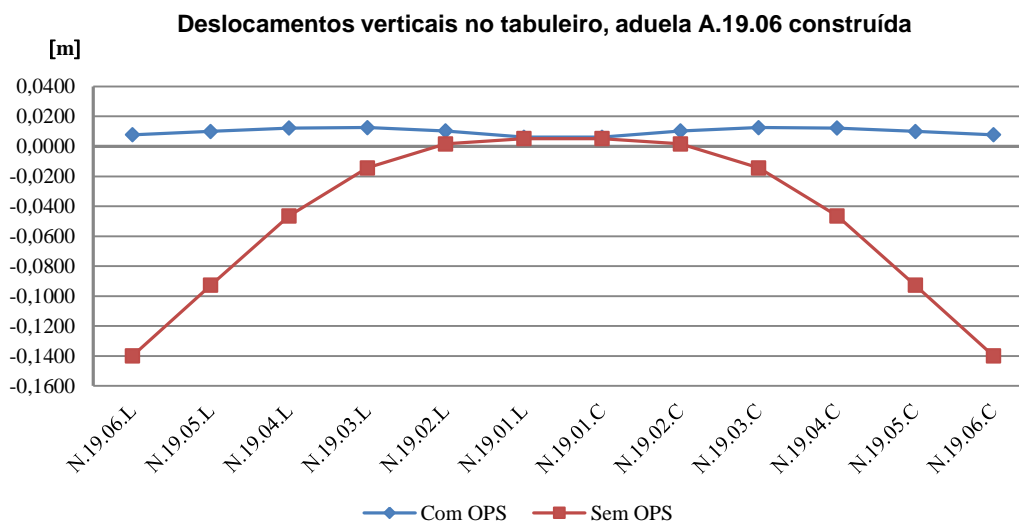


Figura 5.38 - Deslocamentos verticais no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Como se pode verificar na Figura 5.39, a deformada com o sistema convencional é significativa, com o sistema OPS é controlada. A deformação excessiva, não trás só consequência em termos de esforços e tensões para os elementos estruturais, tabuleiro e tirantes, mas também afeta a realização de tarefas como as cofragens em que o desnível tem de ser compensado. Pela análise dos resultados dos deslocamentos das aduelas, A.19.05.L e A.19.05.C, 0.0927m, A.19.06.L e A.19.06.C, 0.1399m, verifica-se que as aduelas A.19.06.L e A.19.06.C têm um desnível de quase 0.05m, com este desnível tem que ser feita a compensação com a cofragem para que o betão durante a betonagem fique nivelado. Se o nivelamento do betão não for garantido teremos armaduras com recobrimento inferior ao recomendado ou outras com recobrimento excessivo. Com o sistema OPS temos para as mesmas aduelas um desnível de 0.0023m, desnível insignificante.

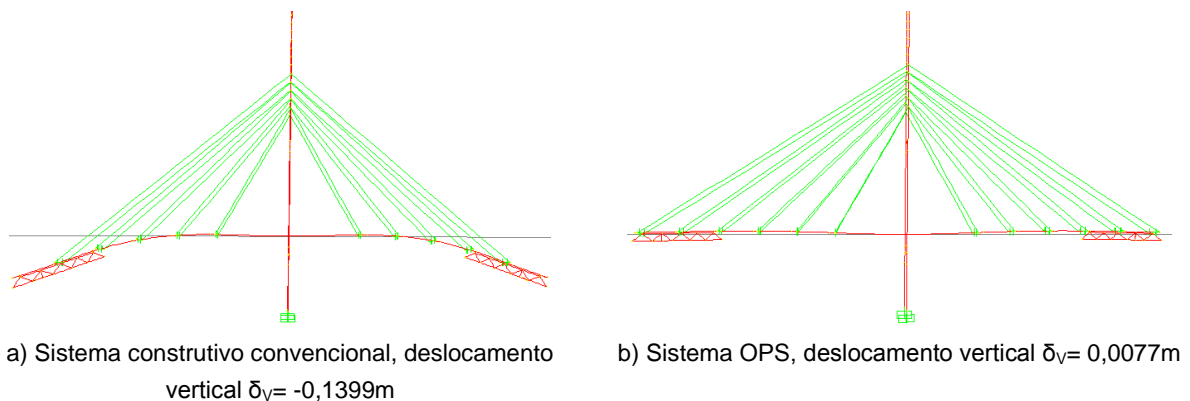


Figura 5.39 - Deformada da estrutura da ponte com a aduela A.19.06 construída (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção) (ampliada 50 vezes, imagem CSI Bridge)

A análise comparativa da modelação da construção da 6.^a aduela, com os dois sistemas construtivos, demonstra, que, com o sistema convencional os deslocamentos, tensões e esforços registam valores elevados, com sistema OPS os valores são reduzidos e moderados.

5.3.4.3. Resultados comparativos da modelação da construção da 10.^a aduela

Os esforços comparativos do faseamento construtivo da 10.^a aduela seguem a tendência da 6.^a aduela, no caso da construção com o sistema convencional com uma amplitude mais elevada. Com a evolução da construção do tabuleiro os esforços aumentam com algum significado.

O valor do esforço axial obtido com os dois sistemas tem o valor máximo semelhante (Figura 5.40).

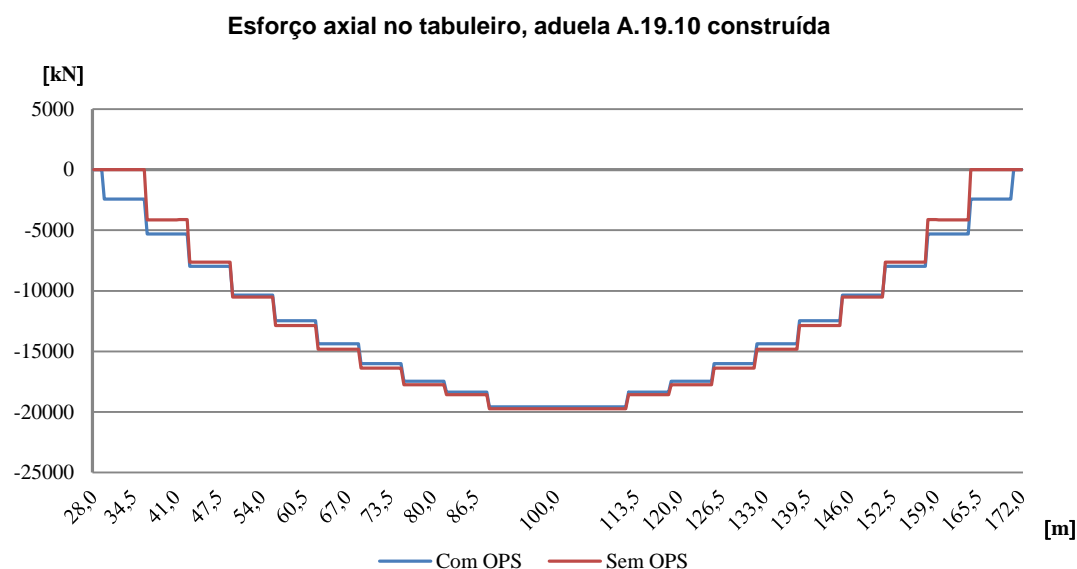


Figura 5.40 - Esforço axial no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

O esforço transversal (Figura 5.41), com sistema OPS mantém o valor semelhante em todas as aduelas. Na construção com o sistema convencional surge um valor significativo sempre nas aduelas anteriores às aduelas em fase de construção, as aduelas estão submetidas à carga das aduelas em construção e à carga do equipamento de construção, a execução da aduela é em consola.

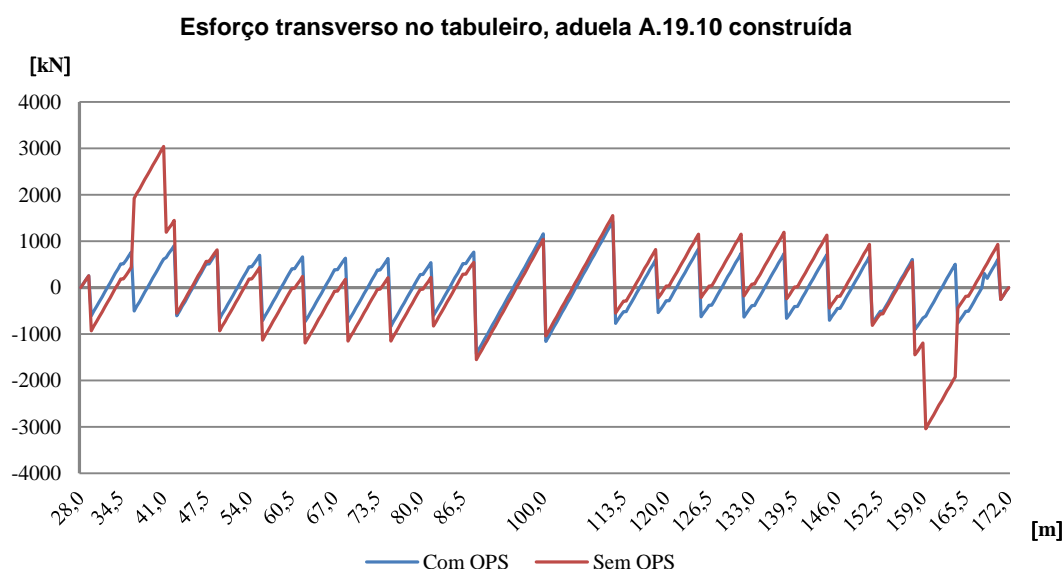


Figura 5.41 - Esforço transversal no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Os momentos fletores registam com o sistema convencional valores significativos, com o sistema OPS mantem-se a tendência dos valores registados para a construção das aduelas A.19.06.L e A.19.06.C. Com o sistema convencional o tabuleiro está submetido essencialmente a momentos fletores negativos praticamente em toda a extensão, com o valor mais elevado, nas aduelas A.19.07.L e A.19.07.C, de

14875.68kN.m. Com o sistema OPS o valor é bastante inferior, 2892.30kN.m, valor registado nas aduelas A.19.09.L e A.19.09.C (Figura 5.42).

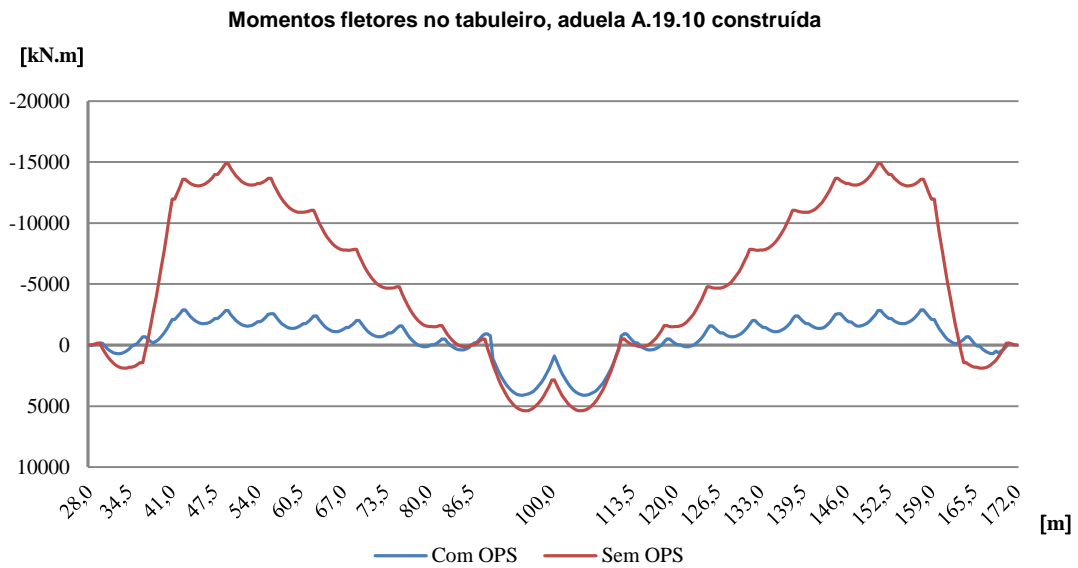


Figura 5.42 - Momentos fletores no tabuleiro, (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

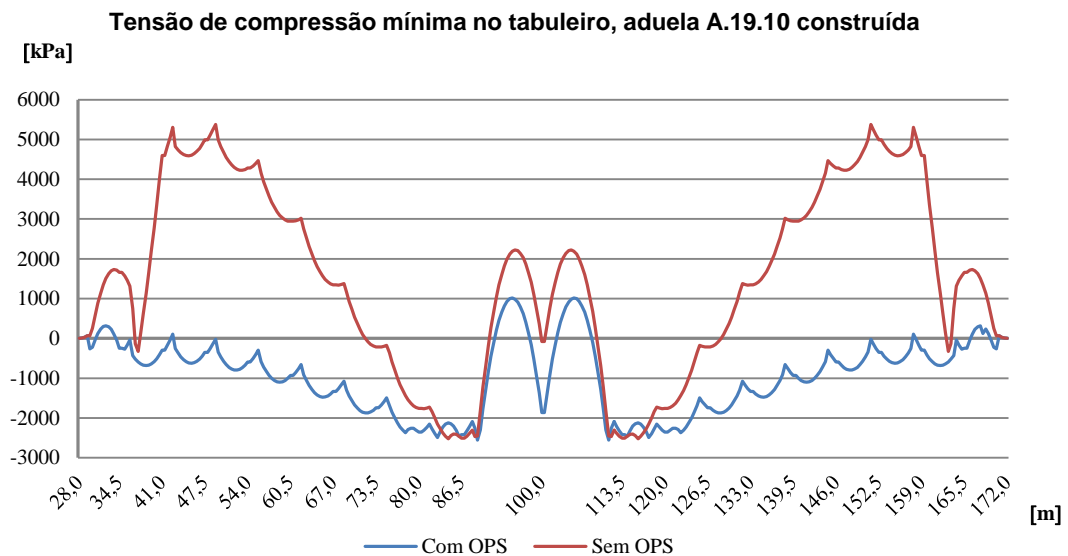


Figura 5.43 - Tensão de compressão mínima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

As tensões no tabuleiro com o sistema convencional registam valores significativos, o valor máximo é de 14.97MPa, tem um registo inferior ao limite regulamentar em fase construtiva, 17.20MPa. Com o sistema OPS o valor máximo registado é de 4.04MPa (Figura 5.44).

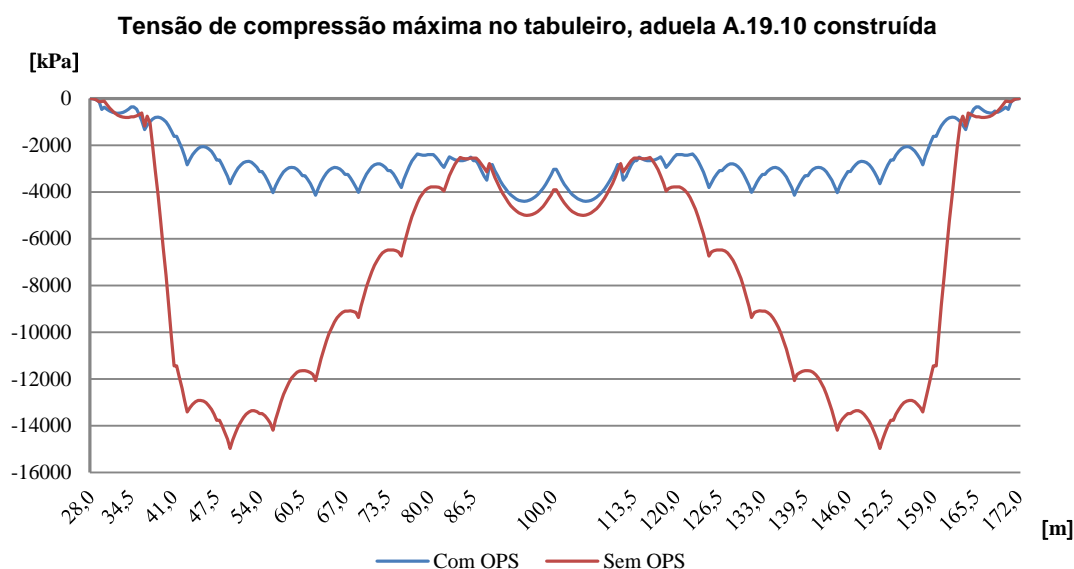


Figura 5.44 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Nos tirantes, T.19.09.L e T.19.09.C, ocorre a maior diferença de força instalada, com o sistema convencional a força tem o valor de 2338.41kN, enquanto com o sistema OPS o valor é bastante inferior, 1634.08kN (Figura 5.45).

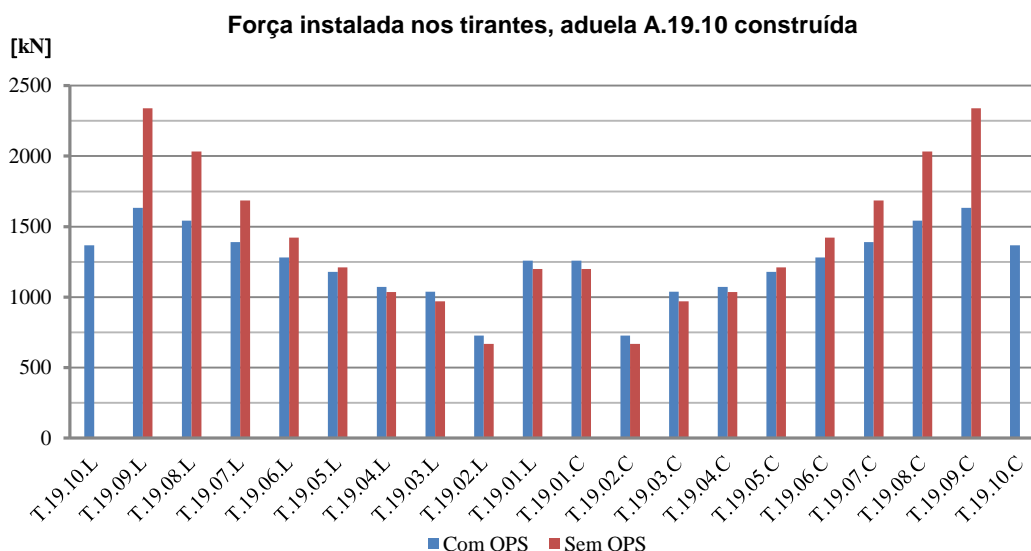


Figura 5.45 - Força instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

A tensão nos tirantes com o sistema convencional continua com a tendência da variação ser mais significativa nos últimos três pares instalados. Com o sistema tipo a variação de tensão nos tirantes não é significativa. Com o sistema convencional os primeiros tirantes instalados, mais afastados das aduelas em construção, tem tendência para a tensão aproximar-se do valor com o sistema OPS (Figura 5.44). Os tirantes T.19.09.L e T.19.09.C, com a construção com o sistema convencional, tem uma

tensão de 0.42 (f_{ptk}) aproximada do limite 0.45 (f_{ptk}) para o faseamento construtivo. Os tirantes com a construção com o sistema OPS mantem a tensão em níveis aceitáveis, longe do limite superior e acima do limite inferior.

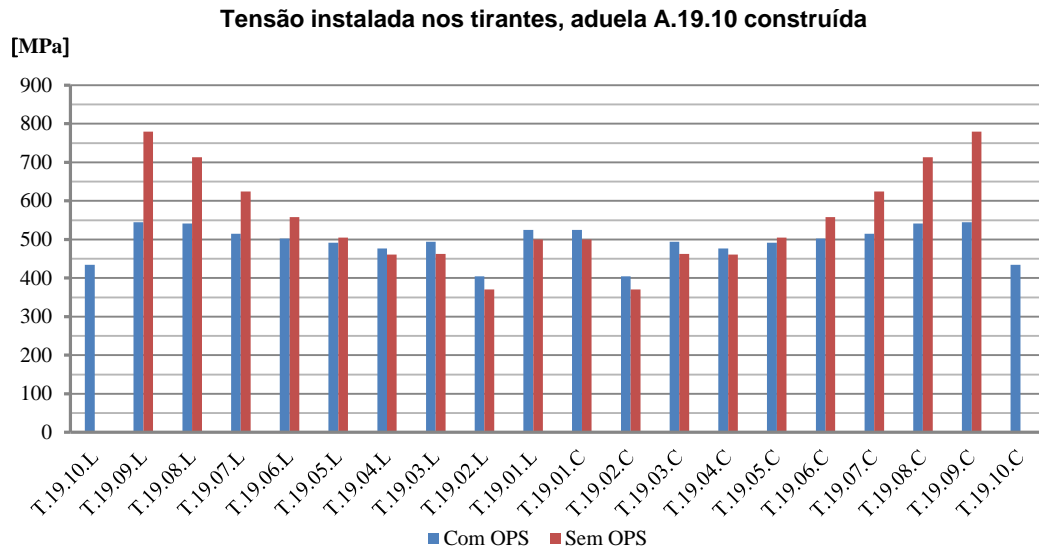


Figura 5.46 - Tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Com o evoluir da construção do tabuleiro os primeiros tirantes instalados nas primeiras aduelas, tem tendência a ficar com a tensão igual com os dois sistemas construtivos. Verifica-se diferenças significativas com a construção com o sistema convencional nos últimos três pares de tirantes instalados, estes tirantes atingem variações entre 30% a 40% (Figura 5.47).

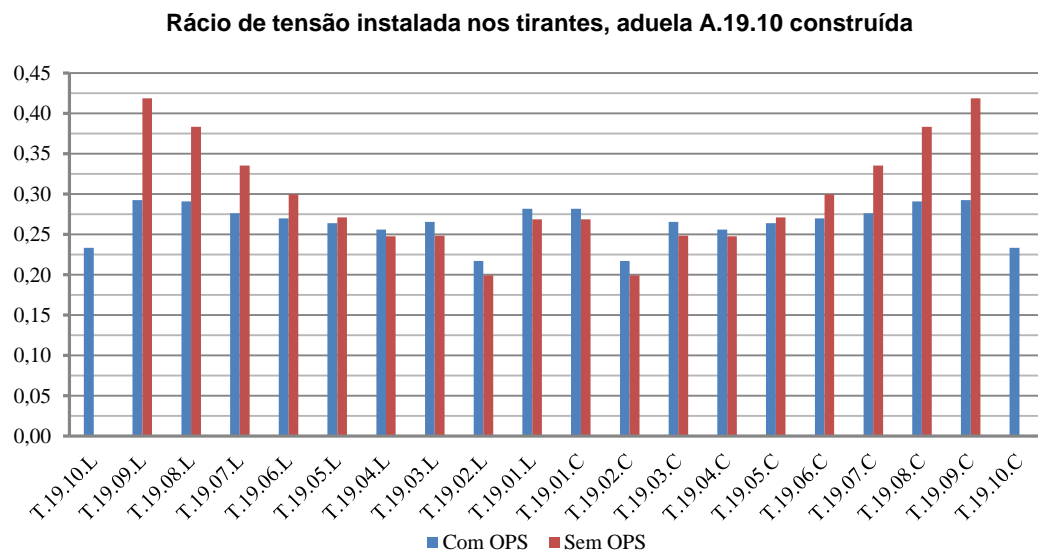


Figura 5.47 - Rácio de tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Os deslocamentos verticais continuam a apresentar diferenças significativas, na ultima aduela construída, com sistema convencional registam-se deslocamentos excessivos, 0.2343m abaixo da cota, ponto 0.00m, com o sistema OPS o deslocamento é de 0.02m acima da cota, ponto 0.00m (Figura 5.48).

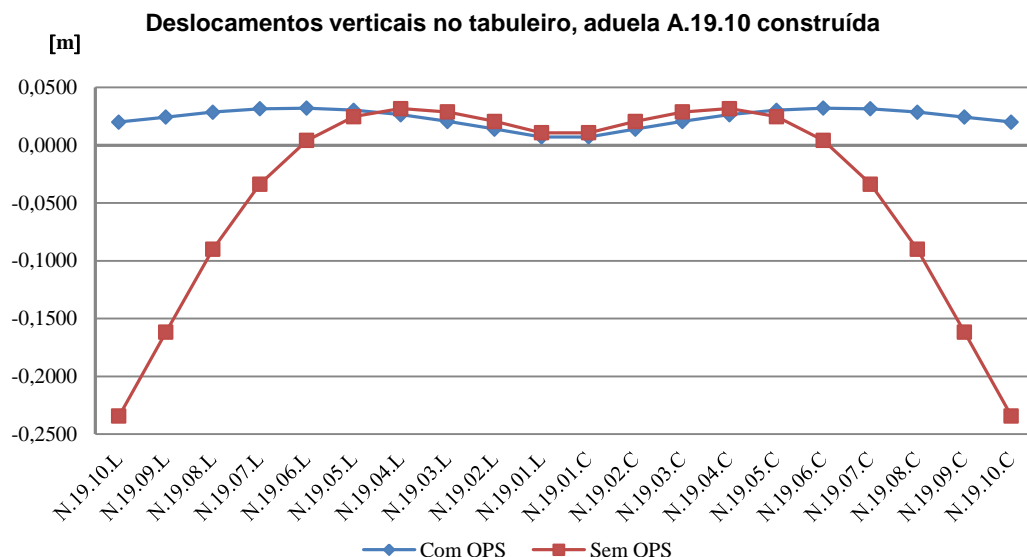


Figura 5.48 - Deslocamentos verticais no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Como se pode verificar na Figura 5.49, a deformada com o sistema convencional é significativa, com sistema OPS continua a ser controlada, Figura 5.50. Pela análise dos resultados dos deslocamentos das aduelas, A.19.09.L e A.19.09.C, 0.1617m, A.19.10.L e A.19.10.C, 0.2343m, verifica-se que as aduelas A.19.10.L e A.19.10.C têm um desnível de quase 0.072m, com o sistema OPS temos para as mesmas aduelas um desnível de 0.0043m, desnível insignificante.

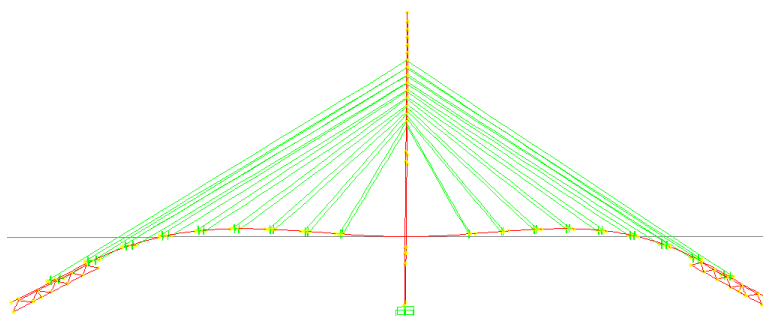


Figura 5.49 - Deformada da estrutura da ponte com a aduela A.19.10 construída (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção), sistema construtivo convencional, deslocamento vertical $\delta_v = -0,2343\text{m}$ (ampliada 50 vezes, imagem CSI Bridge)

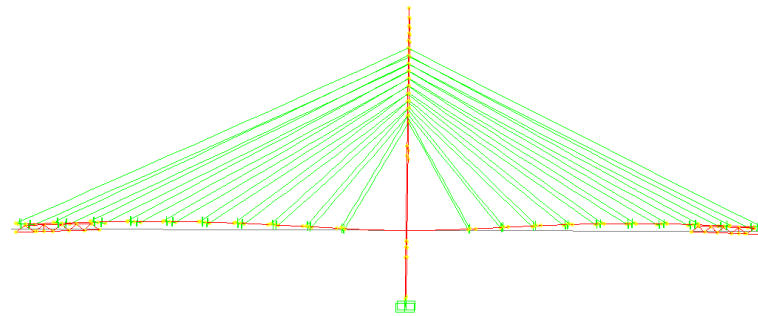


Figura 5.50 - Deformada da estrutura da ponte com a aduela A.19.10 construída (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção), sistema OPS, deslocamento vertical $\delta_v = 0,0200\text{m}$ (ampliada 50 vezes, imagem CSI Bridge)

Depois da análise comparativa da modelação da construção da 10.^a aduela com os dois sistemas construtivos, verifica-se que com a progressão da construção do tabuleiro, com o sistema convencional os deslocamentos, tensões e esforços aumentam, contrariamente, com sistema OPS apresentam variações moderadas.

5.3.4.4. Resultados comparativos da modelação da construção da 14.^a aduela

O esforço axial com as aduelas do tabuleiro quase construídas na totalidade, sem as aduelas de fecho dos vãos, tem o valor máximo semelhante nos dois sistemas construtivos (Figura 5.51).

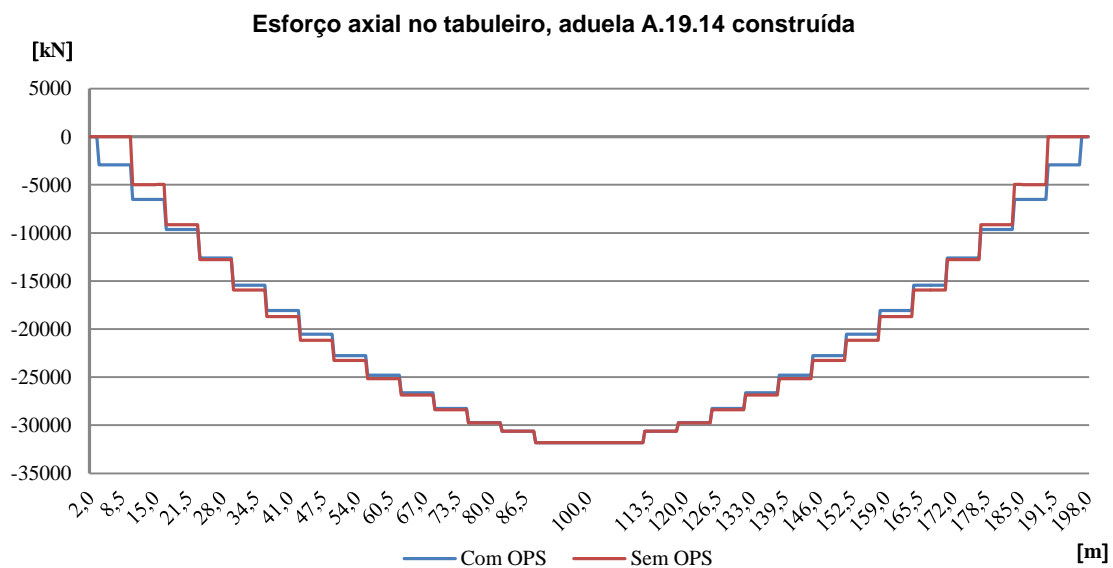


Figura 5.51 - Esforço axial no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

O esforço transversal apresenta valores semelhantes com os dois sistemas, divergindo unicamente nas aduelas antes da aduela em construção, aduelas A.19.13.L e A.19.13.C (Figura 5.52), em que com o sistema convencional o valor é elevado.

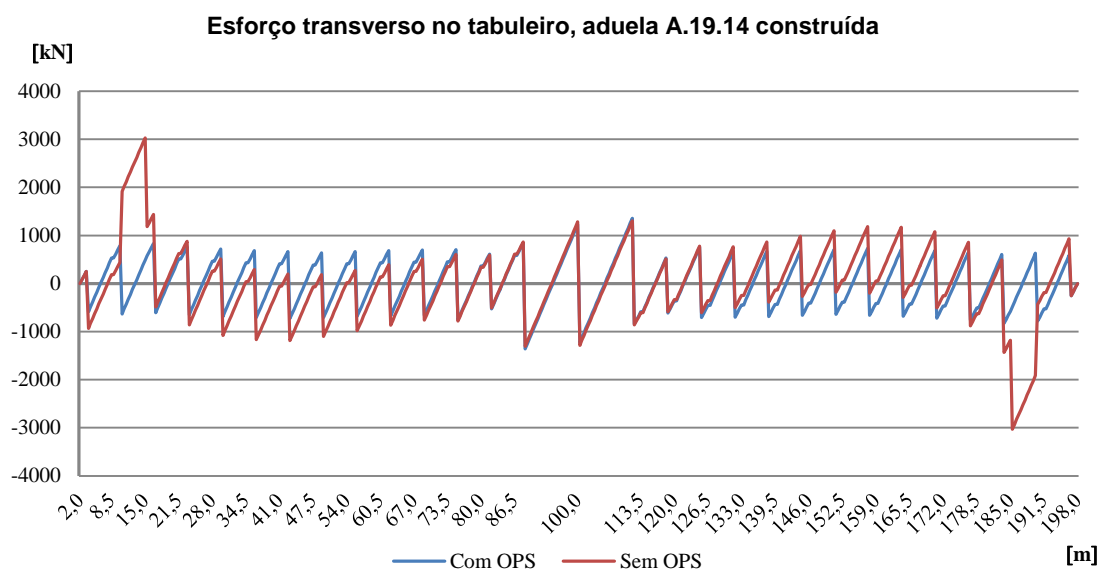


Figura 5.52 - Esforço transversal no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Conforme se vai processando a construção do tabuleiro da ponte, o valor dos momentos com o sistema construtivo convencional vai sendo cada vez mais elevado, com o sistema OPS o valor mante-se com valores reduzidos desde o início. O valor mais elevado dos momentos negativos com o sistema convencional, regista-se nas aduelas A.19.11.L e A.19.11.C, 15599.72kN.m. Com o sistema OPS o valor é bastante inferior, 2495.51kN.m, valor registado nas aduelas A.19.13.L e A.19.13.C (Figura 5.53).

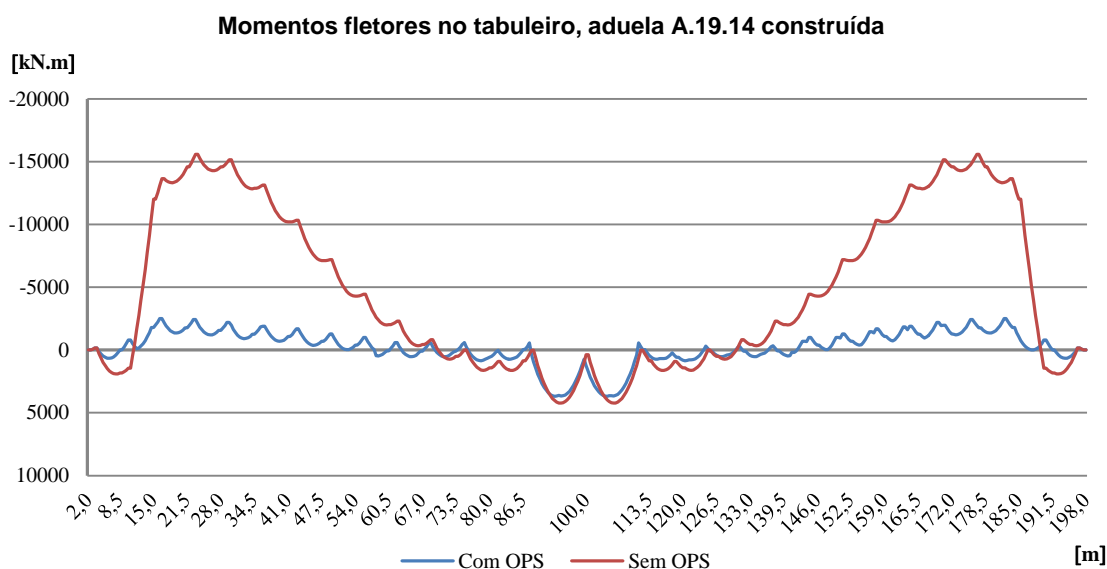


Figura 5.53 - Momentos fletores no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

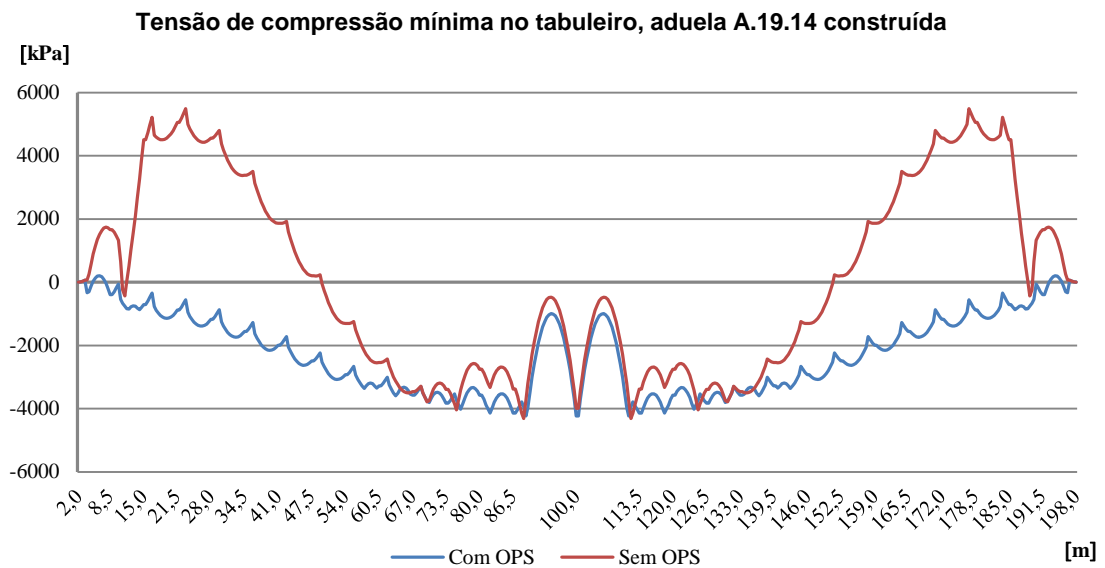


Figura 5.54 - Tensão de compressão mínima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Nas aduelas A.19.10.L e A.19.10.C, com o sistema convencional, surgem tensões elevadas, 15.96MPa, bastante próximas do valor limite regulamentar 17.20MPa (Figura 5.55).

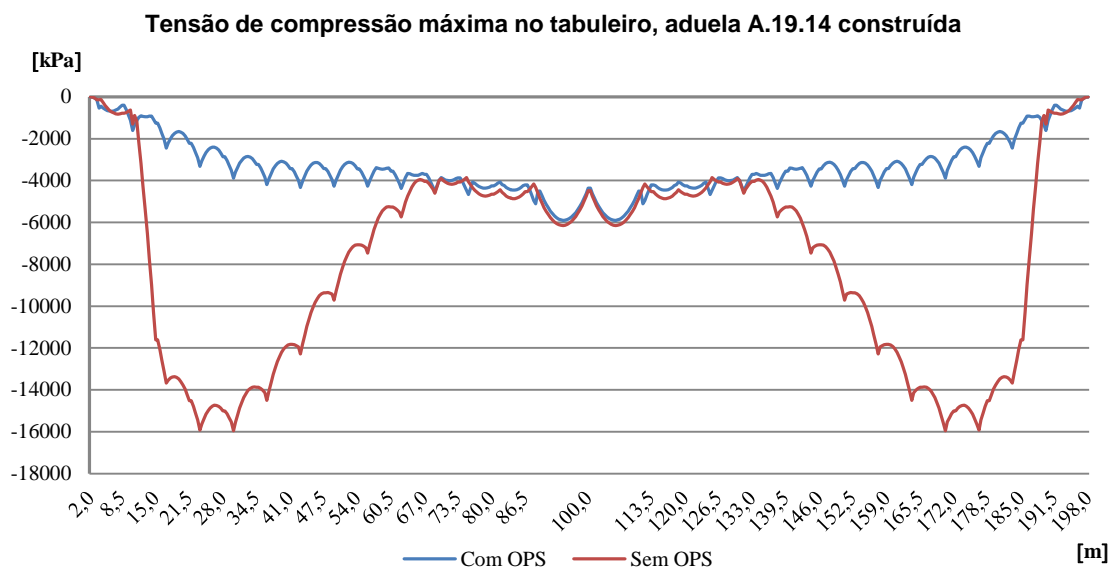


Figura 5.55 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Nos tirantes, T.19.13.L e T.19.13.C, ocorre a maior diferença de força instalada, com o sistema convencional a força tem o valor de 2725.23kN, enquanto com o sistema OPS o valor é bastante inferior, 1961.62kN (Figura 5.56).

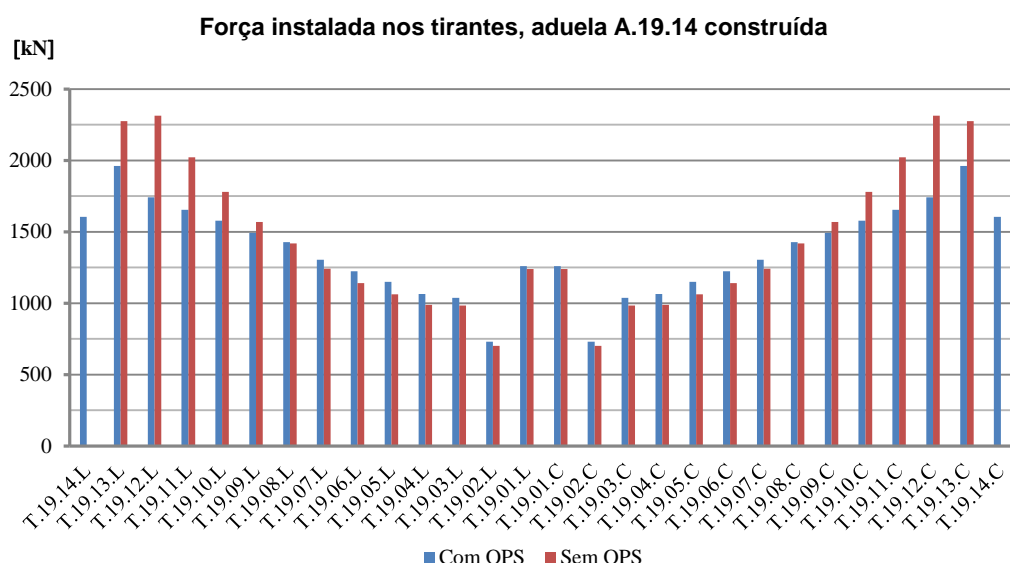


Figura 5.56 - Força instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

A tensão nos tirantes com o sistema convencional continua com a tendência de os três pares de tirantes anteriores á aduela em construção registar valores elevados em relação ao sistema OPS, nos tirantes anteriores a esses três pares verifica-se uma tendência para a estabilização e aproximar o valor do sistema OPS (Figura 5.57). Conforme referenciado anteriormente, com os dois métodos no final do faseamento construtivo, a tensão nos tirantes com os dois sistemas ficam com um nível de tensão exactamente igual, a tensão é variável só durante as fases intermédias.

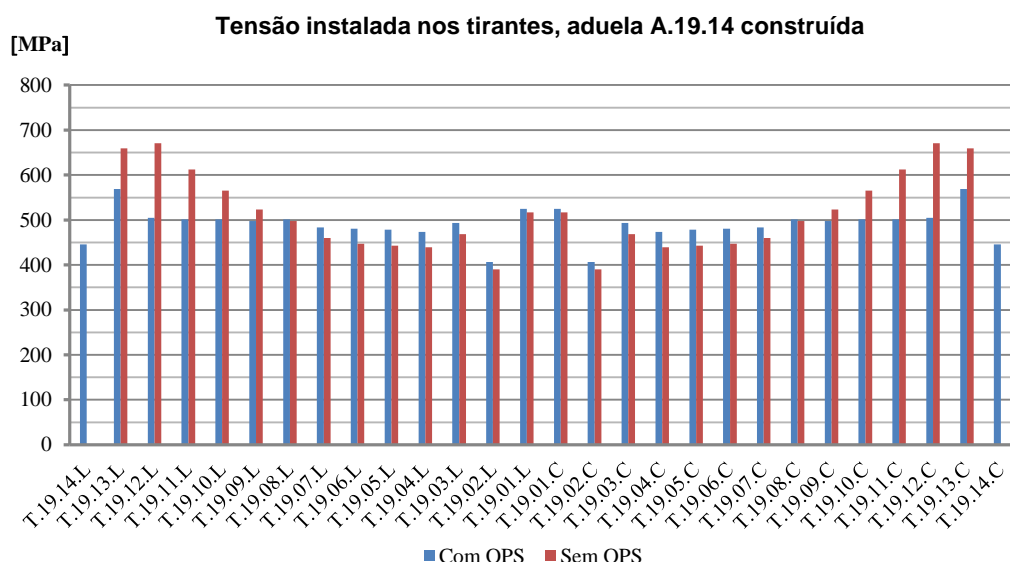


Figura 5.57 - Tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Com as Aduelas A.19.14.L e A.19.14.C construídas a tensão instalada nos tirantes com o sistema OPS mantém um valor equilibrado, enquanto com o sistema convencional continua a ter os últimos três

pares de tirantes com uma tensão mais elevada. De notar que com qualquer um dos sistemas construtivos nunca é ultrapassado o limite de tensão limite nos tirantes 0.45 a 0.50 (f_{ptk}) (Figura 5.58).

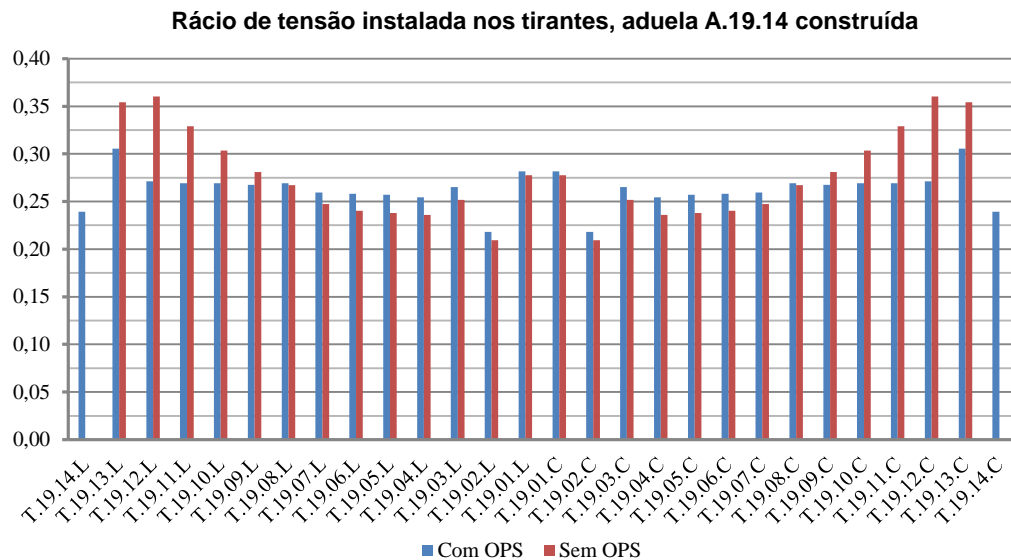


Figura 5.58 - Rácio de tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

Os deslocamentos do tabuleiro, com as aduelas A.19.14.L e A.19.14.C construídas há semelhanças dos verificados nas outras aduelas, com o sistema convencional, apresentam deslocamentos excessivos, enquanto com o sistema OPS encontram-se perfeitamente controlados.

Os deslocamentos verticais, na última aduela construída, com sistema convencional registam-se deslocamentos excessivos, 0.308m abaixo da cota, ponto 0.00m, com o sistema OPS o deslocamento é de 0.0565m acima da cota, ponto 0.00m (Figura 5.59).

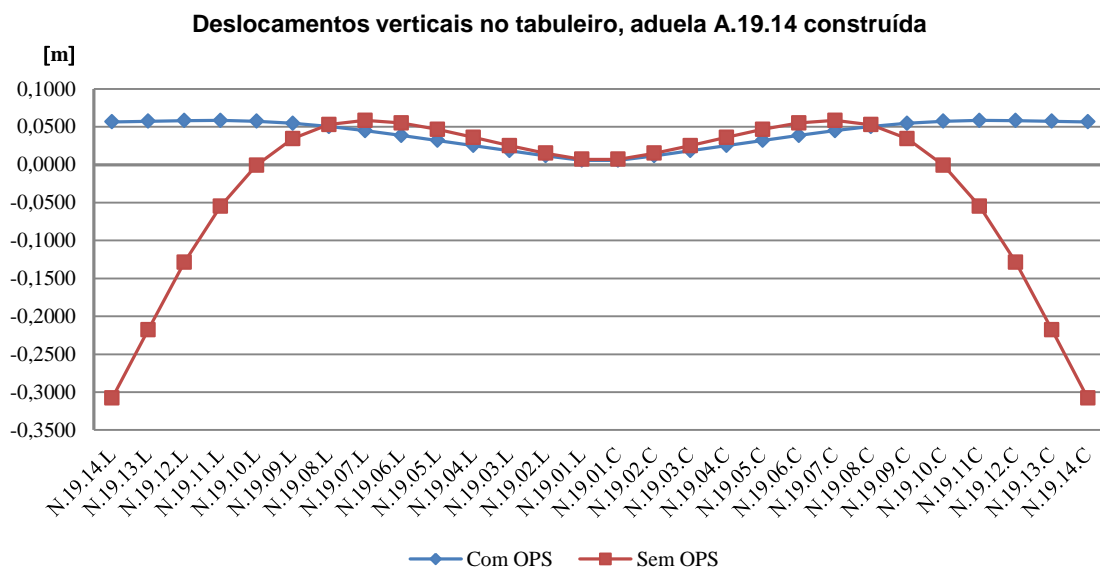


Figura 5.59 – Deslocamentos verticais no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção)

A deformada da ponte, com o sistema OPS, mantém-se acima da cota definida com o ponto 0.00. Inicialmente foi definido que após a colocação do carro de avanço para a execução da aduela, era registado o deslocamento e durante a fase de construção da aduela, o deslocamento máximo permitido era de 10mm em relação ao deslocamento verificado para o carro de avanço. O deslocamento vertical com o sistema OPS está acima do ponto 0.00, deslocamento positivo pelo motivo dos tirantes no fim da fase de construção da aduela ficarem com a tensão instalada para o final do faseamento construtivo com todas as cargas permanente aplicadas, o valor das cargas permanentes é superior à carga do carro de avanço logo o deslocamento é ascendente nesta fase (Figura 5.61). Com o sistema convencional o deslocamento é descendente e de elevado valor (Figura 5.60). Com o sistema convencional, pela análise dos resultados dos deslocamentos das aduelas, A.19.13.L e A.19.13.C, 0.2178m, A.19.14.L e A.19.14.C, 0.308m, verifica-se que as aduelas A.19.14.L e A.19.14.C têm um desnível de 0.09m, com o sistema OPS temos para as mesmas aduelas um desnível de 0.0009m, deslocamento insignificante.

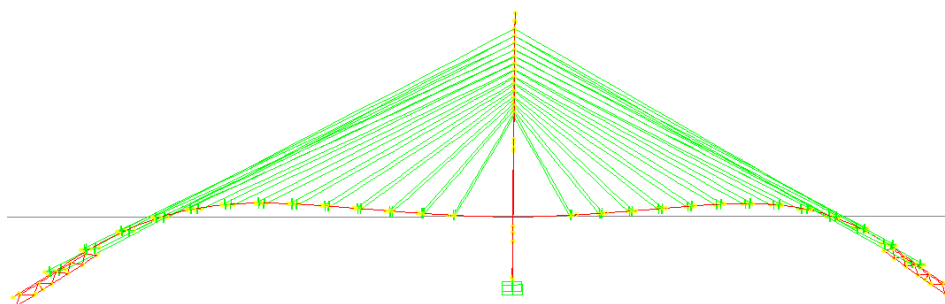


Figura 5.60 - Deformada da estrutura da ponte com a aduela A.19.14 construída (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção), sistema construtivo convencional, deslocamento vertical $\delta_v = -0,3080\text{m}$ (ampliada 50 vezes, imagem CSI Bridge)

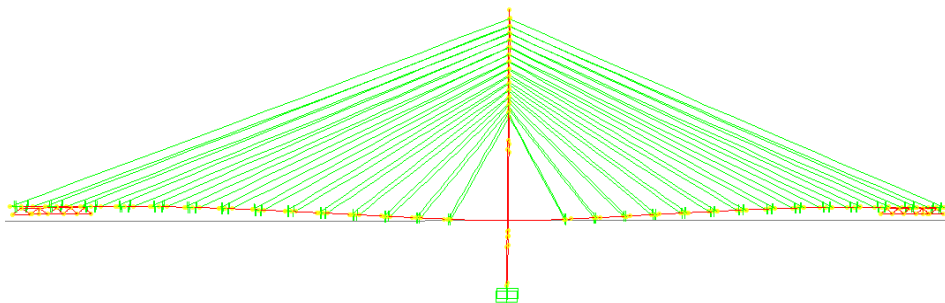


Figura 5.61 - Deformada da estrutura da ponte com a aduela A.19.14 construída (ação do peso próprio do tabuleiro e do equipamento de construção), sistema OPS, deslocamento vertical $\delta_v = 0,0565\text{m}$ (ampliada 50 vezes, imagem CSI Bridge)

A modelação da construção do tabuleiro com o recurso aos dois sistemas construtivos, seguiu a tendência relativamente aos valores obtidos de deslocamentos, tensões e esforços desde o início até ao fim com a 14.^a aduela construída. Com o sistema convencional os deslocamentos, tensões e esforços foram crescentes à medida que se progredia na construção do tabuleiro, com o sistema OPS não se verificaram diferenças significativas entre as fases intermédias.

5.3.5. ANÁLISE DA MODELAÇÃO DA CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO COM AS ADUELAS DE FECHO

5.3.5.1. Considerações iniciais

Neste subcapítulo, apresenta-se os resultados da análise da construção do tabuleiro já com as aduelas de fecho construídas, submetidas unicamente á carga referente ao peso próprio do tabuleiro. Nesta fase a estrutura já não está submetida à carga dos equipamentos de construção.

Como referido no subcapítulo 5.3.1 ambos os sistemas construtivos, sistema convencional e sistema com tirantes ativos OPS, conduziram a forças exatamente iguais no final do faseamento construtivo, apenas variando as envolventes intercalares. A diferença das envolventes intercalares são consequência direta do sistema construtivo utilizado.

A estrutura da ponte com o fecho dos vãos laterais e do vão principal, passa de duas estruturas isostáticas exteriormente para uma estrutura hiperstática.

5.3.5.2. Resultados da modelação

O esforço axial no tabuleiro na análise da ponte com as aduelas de fecho apresenta um valor inferior á ponte indeformada, com todas as cargas permanentes, pela razão do carregamento ser inferior nesta fase (Figura 5.62).

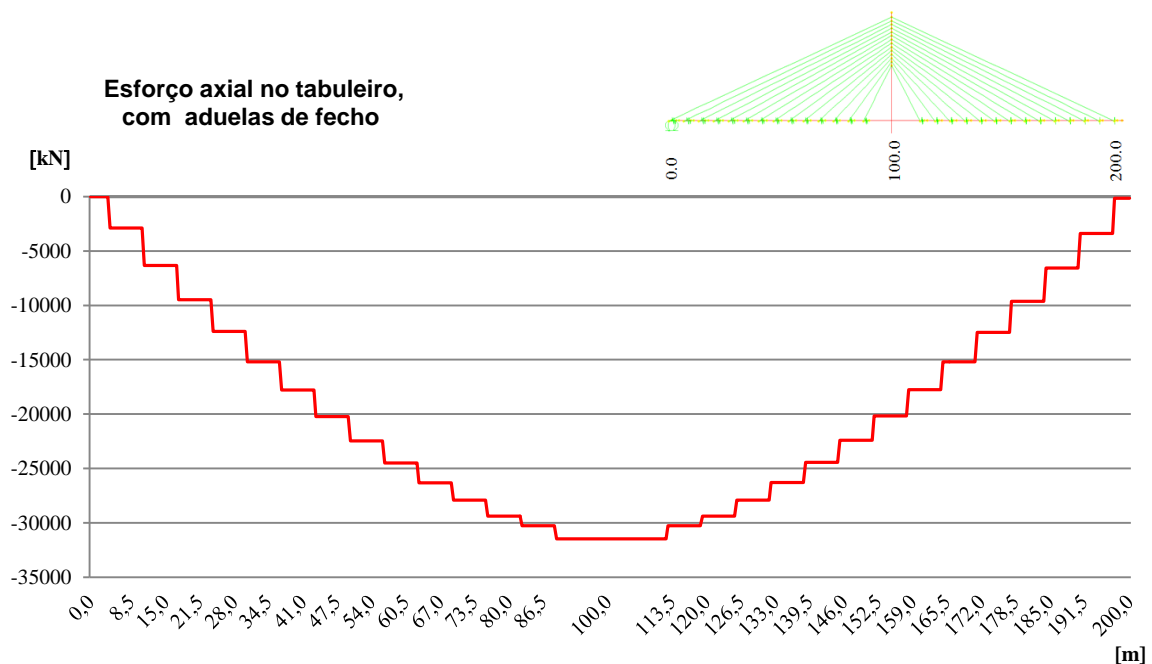


Figura 5.62 – Esforço axial no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro)

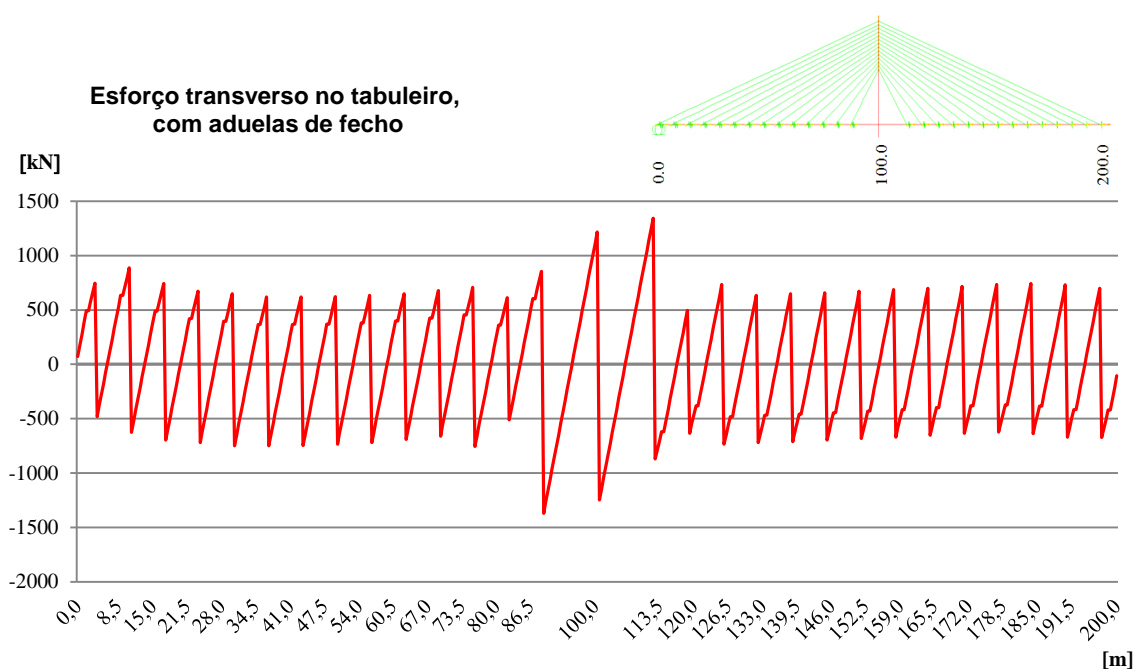


Figura 5.63 - Esforço transversal no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro)

Os momentos fletores negativos apresentam valor máximo, no meio do vão principal na aduela A.19.14.C, 2841.79kN.m e no vão lateral na aduela A.19.12.L, 3097.80kN.m (Figura 5.64).

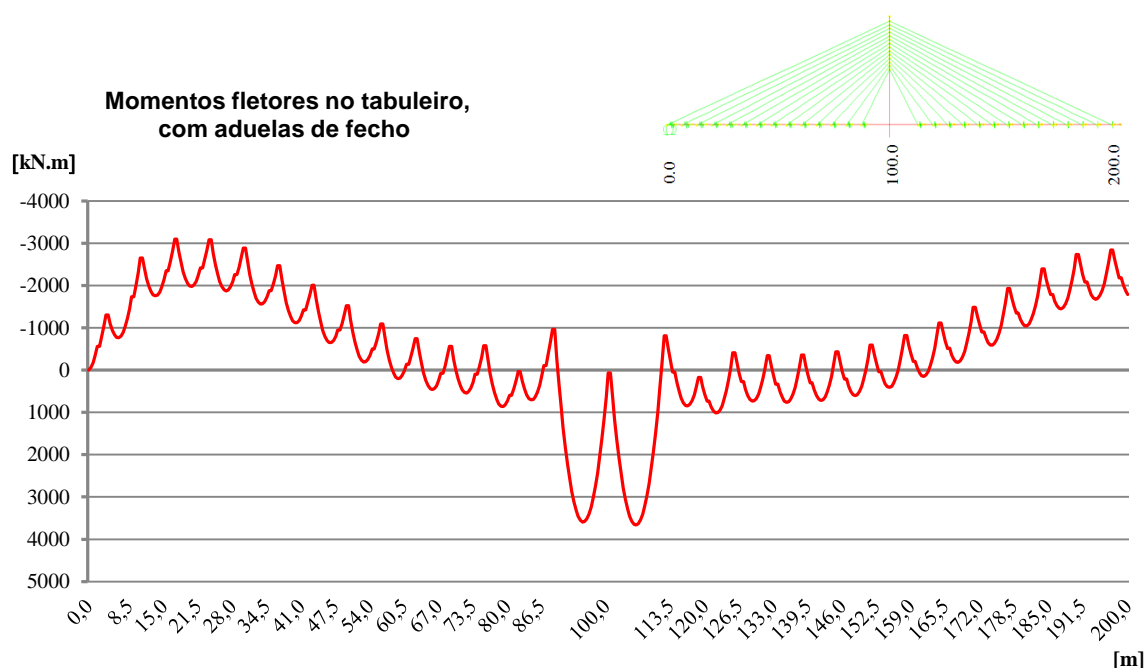


Figura 5.64 – Momentos fletores no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro)

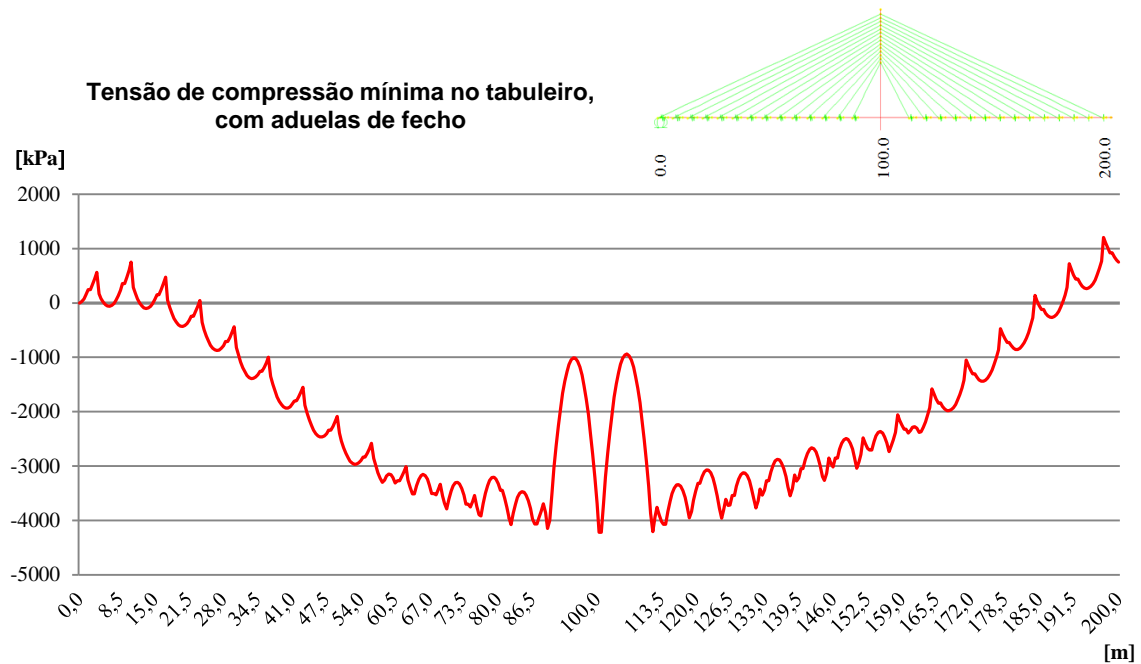


Figura 5.65 – Tensão de compressão mínima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro)

As tensões de compressão (Figura 5.65 e Figura 5.66), no tabuleiro, submetido unicamente ao peso próprio do tabuleiro, encontram-se com valores reduzidos, 5.86MPa, abaixo dos valores regulamentares 17.62MPa.

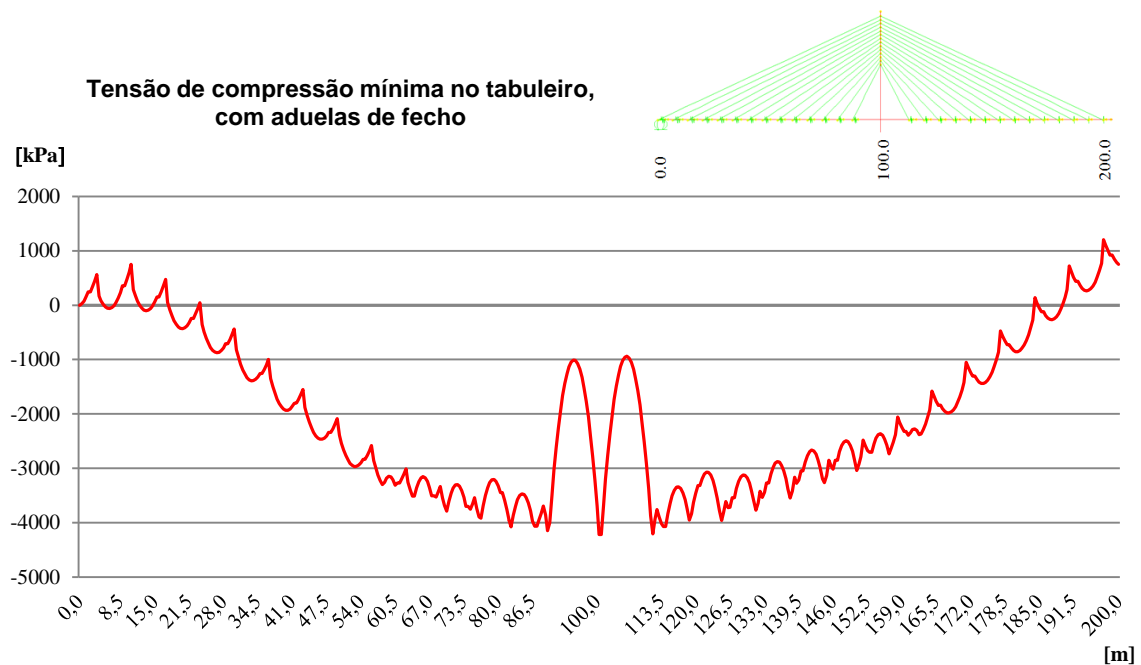


Figura 5.66 - Tensão de compressão máxima no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro)

A força nos tirantes apresenta uma variação linear crescente, a diferença da força entre os tirantes T.19.01.L e T.19.02.L, T.19.01.C e T.19.02.C, surge da diferença da área de influência dos tirantes, o

primeiro tirante tem uma área de influência superior aos outros, por esta razão justifica-se esta diferença (Figura 5.67).

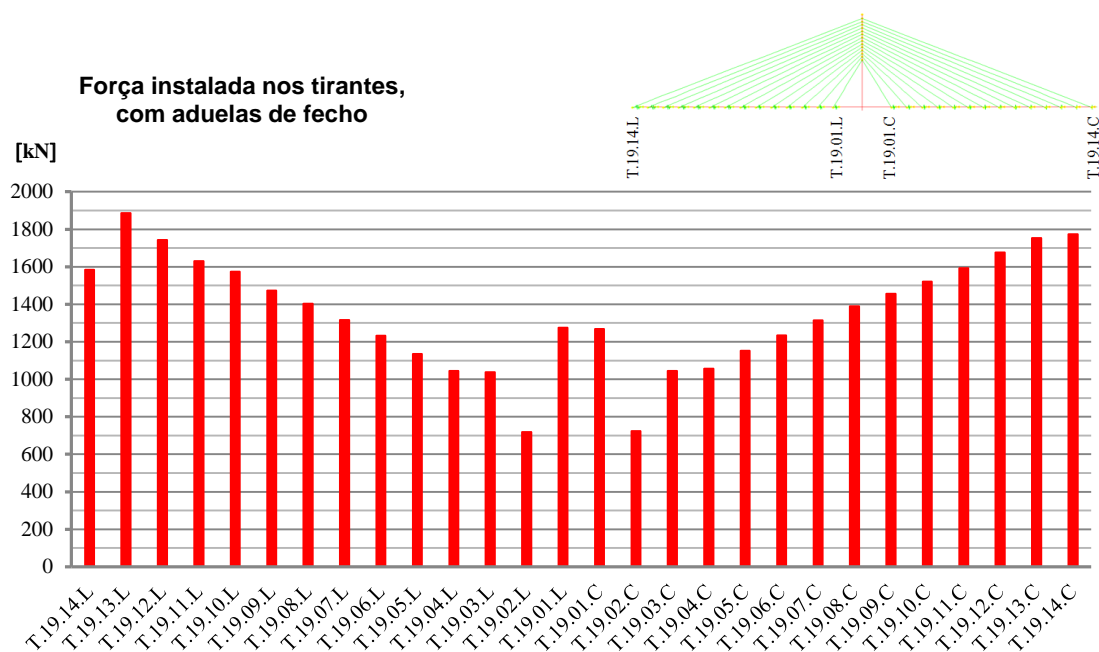


Figura 5.67 - Força instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro)

A tensão instalada nos tirantes apresenta um valor médio de 484.80MPa (Figura 5.68), com um rácio médio de 0.26 (Figura 5.69), valor previsível, atendendo á falta do carregamento das restantes cargas permanentes.

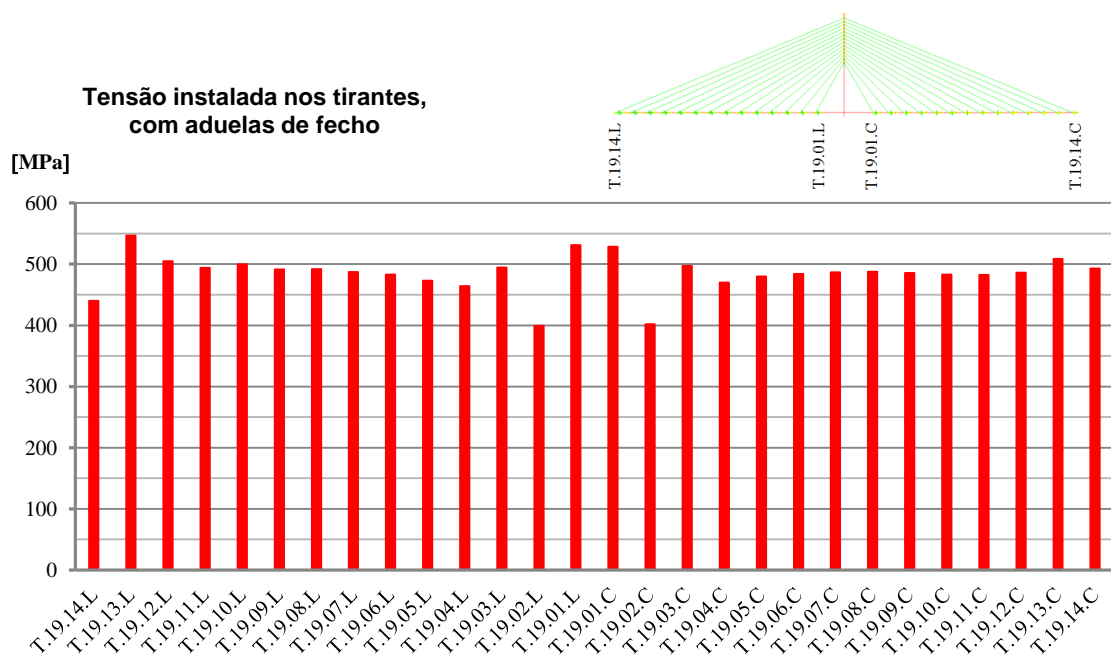


Figura 5.68 - Tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro)

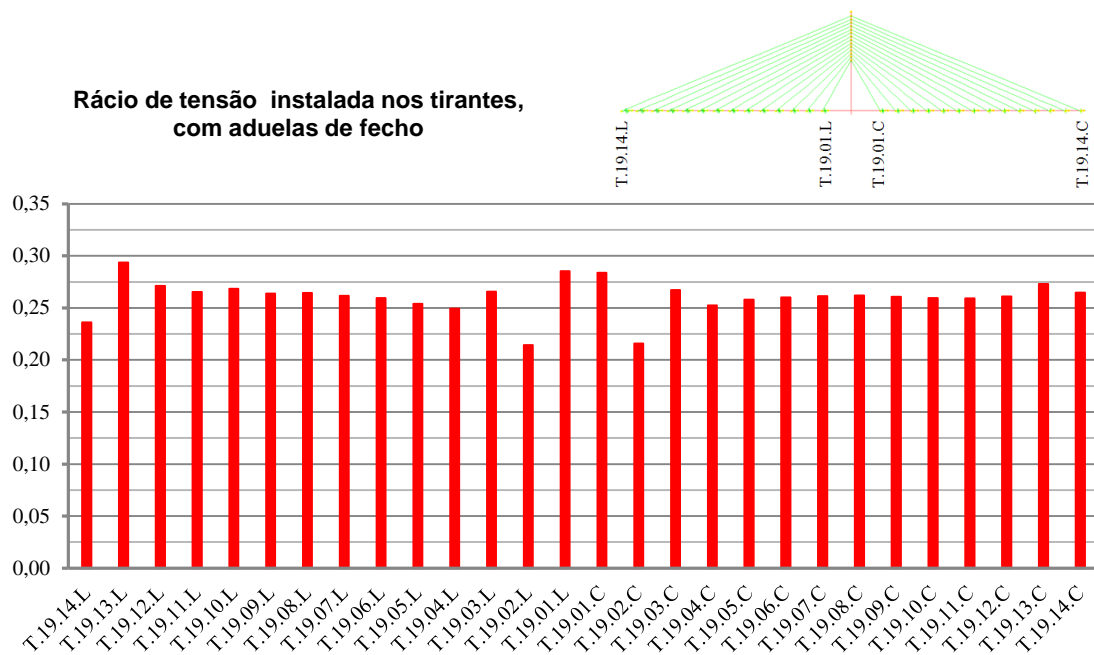


Figura 5.69 – Rácio de tensão instalada nos tirantes (ação do peso próprio do tabuleiro)

Os deslocamentos verticais no tabuleiro são, com as aduelas de fecho concluídas, ascendentes acima da cota 0.00m (Figura 5.70). Nesta fase a ponte encontra-se só com a carga do peso próprio do tabuleiro. Os deslocamentos verticais ascendentes justificam-se porque nesta modelação a carga é inferior à carga com que o tabuleiro vai estar quando forem colocadas todas as cargas permanentes, carga total com a qual se obteve o tabuleiro da ponte na posição indeformada verticalmente.

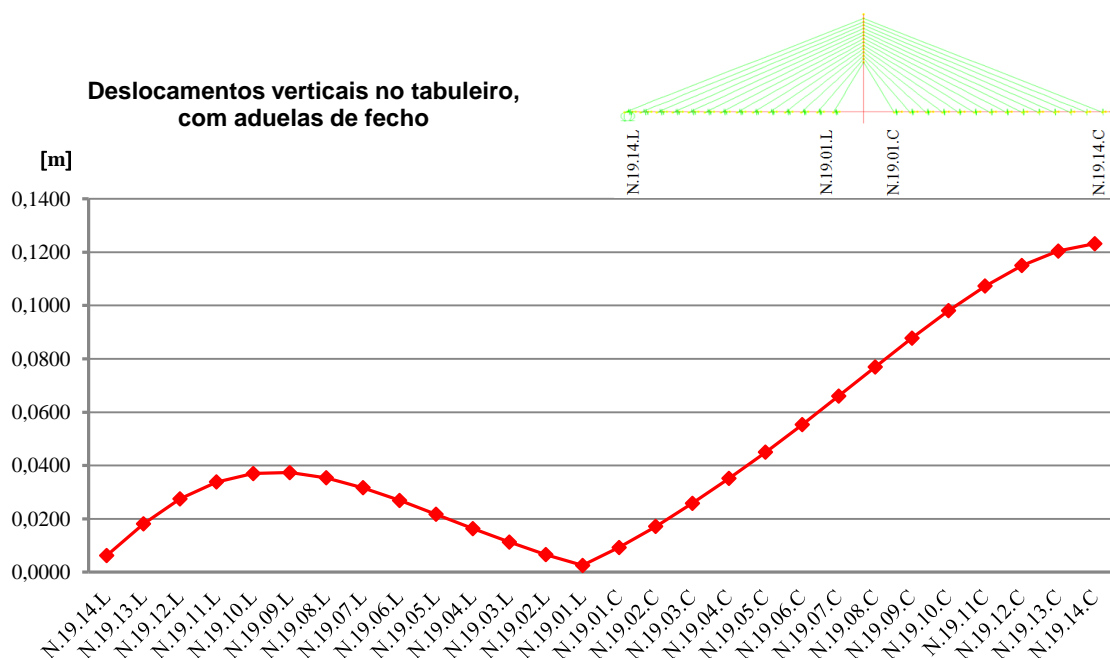


Figura 5.70 – Deslocamentos verticais no tabuleiro (ação do peso próprio do tabuleiro)

A deformada do tabuleiro da ponte é ascendente em todo o desenvolvimento, a meio do vão principal apresenta um deslocamento vertical de $\delta V = 0,1235\text{m}$ (Figura 5.71).

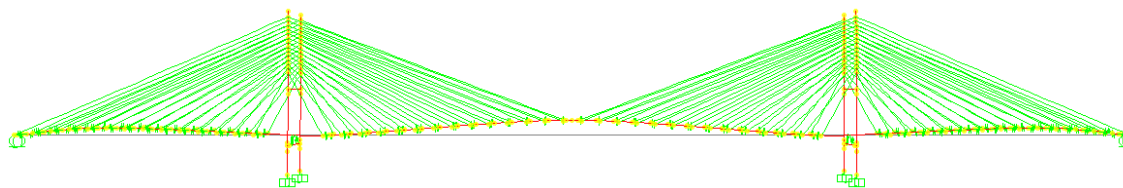


Figura 5.71 - Deformada da estrutura da ponte com as aduelas de fecho (ação do peso próprio do tabuleiro), deslocamento vertical $\delta V = 0.1235\text{m}$ (ampliada 50 vezes, imagem CSI Bridge)

Após a análise dos resultados da modelação da estrutura da ponte com o tabuleiro fechado, os resultados obtidos com os dois sistemas no fim do faseamento construtivo são iguais. A diferença dos resultados em termos de deslocamentos, tensões e esforços surgiu durante as fases intermédias dependentes do sistema construtivo utilizado.

5.4. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE A RESPOSTA DA ESTRUTURA EM SERVIÇO E EM FASE CONSTRUTIVA

5.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Analisados os resultados, claro ficou a enorme vantagem da utilização em fase construtiva do sistema OPS em relação ao sistema construtivo convencional. Os resultados obtidos dos esforços de flexão, tensões e deslocamentos no tabuleiro com o sistema OPS registam uma redução significativa em relação ao sistema convencional. O sistema OPS mostra-se eficaz, durante o faseamento construtivo, reduzindo não só os esforços no tabuleiro como a tensão nos tirantes. No entanto, tornou-se necessário quantificar os esforços com a ponte em fase de serviço submetida à sobrecarga rodoviária, para em termos comparativos verificar as potencialidades da utilização do sistema OPS, qual a mais-valia para a utilização deste sistema durante o faseamento construtivo.

Vejamos, o sistema OPS reduz significativamente os deslocamentos, tensões e os esforços no tabuleiro, isto tem um efeito significativo no dimensionamento do tabuleiro, permitindo uma secção mais esbelta. No entanto, se com a sobrecarga de serviço os esforços obtidos não se situarem dentro de um intervalo aceitável, não há conveniente em utilizar o sistema OPS para reduzir os esforços no tabuleiro durante o faseamento construtivo. O tabuleiro é dimensionado para a situação mais desfavorável, se os esforços em serviço forem aproximados dos esforços com o sistema convencional, a opção pela construção com recurso ao sistema OPS apenas serve para uma maior segurança durante a construção, a aduela a construir está apoiada. No caso dos esforços em serviço aproximarem-se dos esforços obtidos com o sistema OPS, a redução de esforço é significativa, desta forma o tabuleiro é dimensionado para a situação mais desfavorável, próxima dos valores obtidos com o sistema OPS. A redução de esforços durante o faseamento construtivo traduz-se em economia de material, como aço de tirantes, betão e armaduras, possibilitando uma secção do tabuleiro mais esbelta.

5.4.2. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE A RESPOSTA DA ESTRUTURA EM SERVIÇO E EM FASE CONSTRUTIVA

Neste subcapítulo apenas são apresentados os esforços de flexão no tabuleiro, assim como os esforços e tensões nos tirantes, representativos dos esforços condicionantes.

Os resultados obtidos para o esforço de flexão no tabuleiro, com os sistemas construtivos, convencional e OPS e com a sobrecarga rodoviária, demonstram pela análise das envolventes de esforços que os momentos negativos registados com a sobrecarga rodoviária são superiores aos obtidos com o sistema OPS, mas são bastante inferiores aos obtidos com o sistema convencional.

Na zona das torres com o sistema OPS e com a ponte em fase de serviço, com a sobrecarga rodoviária, é onde se registam os maiores momentos negativos, mas estas primeiras aduelas não recorrem a nenhum dos sistemas construtivos utilizados, são construídas com cimbra geral.

Os valores máximos dos momentos negativos, com a estrutura em serviço com a sobrecarga rodoviária, é obtido na aduela A.19.12.L, 6674.51kN.m, este valor embora superior ao obtido com o sistema OPS, 2844.55kN.m, obtido nas aduelas A.19.04.L e A.19.04.C durante a construção das aduelas A.19.06.L e A.19.06.C, é bastante inferior ao valor obtido com o sistema convencional, 15599.72kN.m, obtido nas aduelas A.19.10.L e A.19.10.C durante a construção das aduelas A.19.14.L e A.19.14.C (Figura 5.72).

O valor máximo dos momentos positivos, produz-se com a sobrecarga rodoviária, verifica-se os valores mais elevados nas aduelas A.19.011.L, A.19.012.L, A.19.013.L, A.19.011.C, A.19.012.C e A.19.013.C, com o valor máximo na aduela A.19.12.L de 16126.69kN.m, reduzindo significativamente em direção das torres (Figura 5.72).

O valor condicionante e importante para o dimensionamento do tabuleiro neste estudo é o valor do momento negativo, o momento positivo tem de ser sempre dimensionado para a sobrecarga de serviço, este é condicionante. O fator comparativo deste estudo são os elevados momentos negativos produzidos durante o faseamento construtivo com os dois sistemas construtivos e em fase de serviço com a sobrecarga rodoviária.

As envolventes de momentos fletores em fase construtiva, com o sistema convencional e com o sistema OPS, consideram todas as ações definidas para estas fases, produziu-se tendo em conta as ações decorrentes da construção de todas as aduelas. A Figura 5.72 representa as envolventes finais de momentos fletores do faseamento construtivo com os dois sistemas e em fase de serviço com a ação da sobrecarga rodoviária.

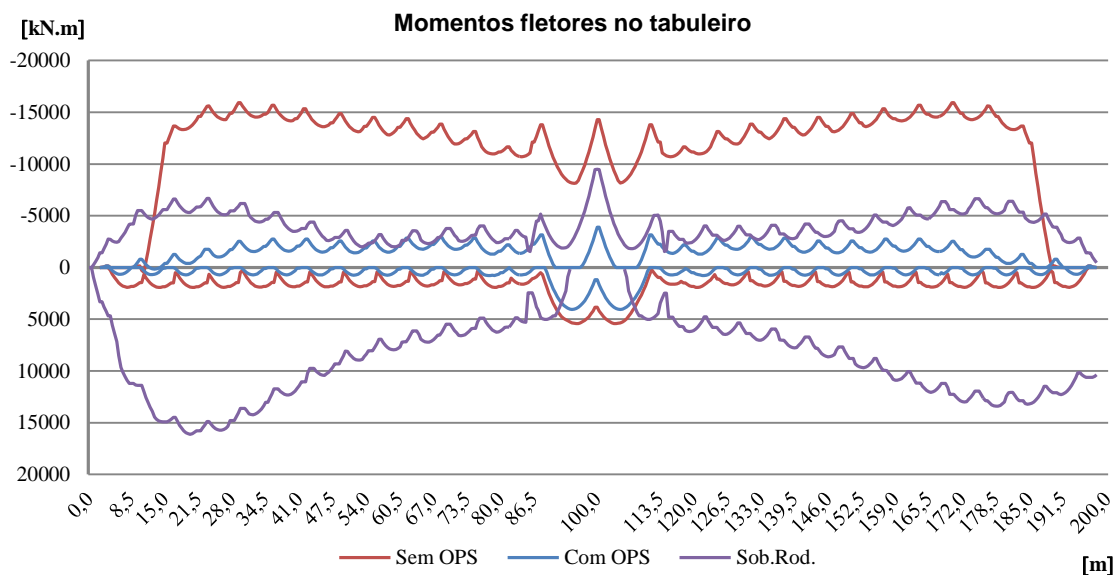


Figura 5.72 – Envolvente de momentos fletores no tabuleiro, gráfico comparativo

Na Figura 5.73 está representada a força máxima a que foi submetido cada tirante durante o faseamento construtivo, com o sistema construtivo convencional (Sem OPS) e com o sistema OPS e em fase de serviço com a sobrecarga rodoviária. A força máxima obteve-se sempre com o sistema convencional, enquanto a força mínima obteve-se com o sistema OPS. A força nos tirantes em fase de serviço com a ação da sobrecarga rodoviária manteve-se num valor intermédio entre os dois sistemas construtivos.

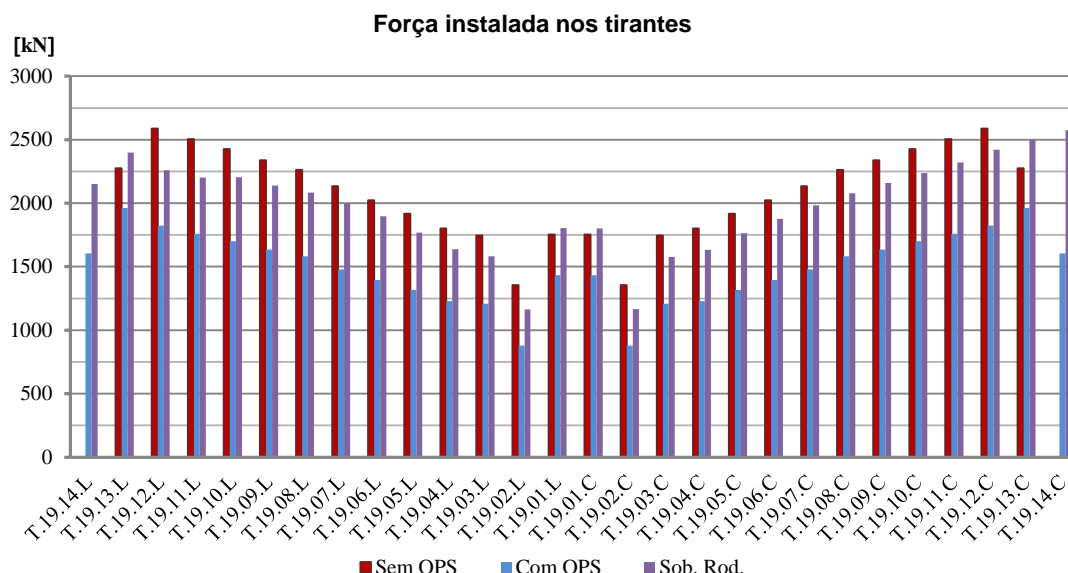


Figura 5.73 – Força instalada nos tirantes, gráfico comparativo.

A tensão instalada em todos os tirantes, com o sistema OPS, em relação ao sistema construtivo convencional e com a sobrecarga rodoviária, regista sempre o valor mais baixo. O valor mais elevado da tensão nos tirantes verifica-se com o sistema convencional para todos os tirantes (Figura 5.74).

A tensão média registada nos tirantes, relativa ao valor máximo registado em todas as fases, apresenta variações significativas. Com sistema convencional obteve-se uma tensão média 783.87MPa, em fase de serviço com a sobrecarga rodoviária a tensão média obtida foi de 712.22MPa, com o sistema Ops registou-se um valor bastante inferior, 540.37MPa. A tensão com a sobrecarga rodoviária tem o valor mais baixo no vão lateral, vão de compensação, local onde são obtidos os maiores esforços.

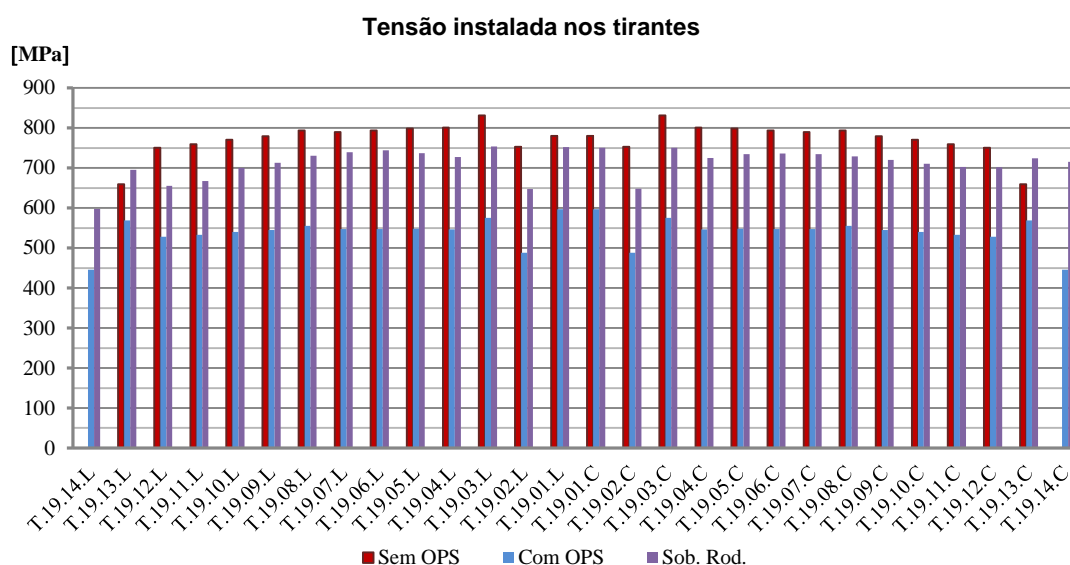


Figura 5.74 – Tensão instalada nos tirantes, gráfico comparativo

A análise dos resultados obtidos leva a concluir que o dimensionamento dos elementos estruturais da ponte, tabuleiro e tirantes, são condicionados pelo sistema construtivo convencional. Os resultados dos esforços obtidos com o sistema convencional são mais elevados em relação ao sistema construtivo OPS e a ponte em serviço submetida à ação da sobrecarga rodoviária.

5.5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A análise dos resultados permite concluir que o sistema OPS em relação ao sistema convencional, apresenta vantagens significativas durante o faseamento construtivo em termos de deslocamentos, tensões e esforços.

Os esforços de flexão no tabuleiro apresentam uma redução significativa, várias vezes inferiores, em relação à utilização do sistema convencional. A variação de tensão instalada nos tirantes, para o método construtivo com o sistema OPS, é moderada durante todo o faseamento construtivo, contrariamente ao sistema convencional em que a variação entre fases é muito significativa.

Embora se verifique a enorme vantagem da aplicação do sistema OPS, durante o faseamento construtivo, houve necessidade de analisar a estrutura em serviço, para verificar a verdadeira vantagem do sistema OPS no dimensionamento do tabuleiro. Pretendeu-se verificar se os esforços em serviço, são condicionantes para o dimensionamento do tabuleiro ou se é o faseamento construtivo com o sistema convencional, o mais severo para o projeto do tabuleiro da estrutura.

A análise do faseamento construtivo, com o sistema convencional para a execução das aduelas A.19.14.L e A.19.14.C, conduziu ao desenvolvimento de momentos negativos com o valor de 15599.72kN.m. Com a ponte em serviço os maiores esforços desenvolvem-se nas aduelas A.19.11.L, (vão lateral), com um momento negativo com o valor de 6673.71kN.m, na aduela A.19.11.C (vão central), com um momento negativo de valor igual a de 6659.45kN.m e na aduela A.19.01.C (apoio da torre), obteve-se um valor de 9484.19kN.m. Os momentos máximos positivos foram obtidos para a análise da ponte em serviço na aduela A.19.12.L, (vão lateral), com o valor de 16126.69kN.m e na aduela A.19.12.C, (vão central), com o valor de 13413.23kN.m.

Tanto com o sistema construtivo convencional, como durante a fase de serviço, os resultados obtidos são superiores aos obtidos com o sistema OPS.

O objectivo principal deste trabalho, era verificar até que ponto o uso do sistema OPS tinha vantagens em relação ao uso do sistema convencional durante a construção do tabuleiro. Como se pode verificar pelos resultados obtidos com a sobrecarga de serviço surgem a meio do vão principal nas aduelas A.19.11.C, A.19.12.C e A.19.13.C e no vão lateral aduelas A.19.11.L, A.19.12.L e a.19.13.L esforços de flexão positivos significativos, superiores aos obtidos na análise com os sistemas construtivos utilizados. Os momentos positivos não se apresentam condicionados pela escolha do sistema construtivo a utilizar, uma vez que o tabuleiro para os momentos positivos a análise condicionante é a de um cenário de serviço.

A análise dos resultados leva a concluir que o esforço de flexão negativo, é o esforço condicionante para a verificação da real vantagem do sistema construtivo OPS. Como verificado em todas as fases construtivas, com o sistema convencional, produzem-se elevados esforços de flexão negativos quando as aduelas estão executadas sem o par de tirantes da fase, estes esforços mais do que duplicam em relação aos esforços produzidos pela sobrecarga rodoviária, sendo várias vezes superiores aos obtidos com o sistema OPS. Verifica-se que os esforços de flexão com a sobrecarga rodoviária são mais aproximados da construção com o sistema OPS do que com o sistema convencional.

Com o sistema OPS existe a possibilidade de construção de aduelas de maior comprimento, o carro de avanço pode ser dimensionado com uma esbelteza maior. Durante a fase crítica de execução da aduela o carro de avanço está apoiado ao contrário da construção com o sistema construtivo convencional.

Neste estudo, e pela dificuldade em quantificar o real valor dos equipamentos de apoio à fase construtiva, apenas foi contabilizada uma carga pontual relativa ao equipamento de 650kN, que serviu para aferir os modelos e estudar os efeitos do OPS durante o faseamento construtivo. Mas, na realidade há por vezes necessidade de colocar em cima da estrutura do tabuleiro, já construída, na frente de construção, outros equipamentos como gruas para auxiliar a fase, equipamento de estaleiro, algum de pequeno porte mas que no todo representa um carregamento considerável. Se houver o cuidado de contabilizar toda a carga respeitante a estes equipamentos e materiais isto pode significar uma carga adicional considerável na frente da obra. Com esta situação e com o sistema construtivo convencional o valor dos esforços aumenta significativamente, justificando-se a opção pelo sistema OPS em detrimento do sistema convencional.

Importa referir, que a aplicação do sistema OPS face ao pré-esforço passivo do tirante é uma grande vantagem, na medida, em que se o pré-esforço necessário no final da betonagem fosse aplicado no início conduziria à aplicação de elevados esforços de flexão. A vantagem do OPS é a capacidade de ser um pré-esforço auto-ajustável em função do carregamento exterior.

6

CONCLUSÕES, FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

6.1. CONCLUSÕES

No segundo capítulo fez-se uma revisão das principais pontes de tirantes construídas em todo o mundo, assim como em Portugal. Verifica-se que este tipo de estruturas tem vindo ser utilizada de forma regular. Tem-se assistido ao crescente aumento do comprimento do vão principal. As pontes atirantadas assumem-se como alternativa às pontes suspensas para grandes vãos. Em pequenos vãos, têm sido usadas pela forma como se integram na paisagem envolvente dos locais onde são construídas.

Durante este trabalho estudou-se o faseamento construtivo de pontes atirantadas, executadas pelo processo dos avanços sucessivos com, betonagens in situ.

A modelação do faseamento construtivo no projeto das pontes de tirantes é uma etapa de grande importância. Durante a fase construtiva desenvolvem-se esforços significativos e potencialmente condicionantes como se pode verificar com a análise dos resultados obtidos.

O processo construtivo por avanços sucessivos foi estudado neste trabalho com duas variantes, o sistema convencional e o sistema OPS. O estudo debruçou-se na comparação de tensões, esforços e deslocamento no tabuleiro e nos tirantes, com o uso dos dois sistemas. A análise dos resultados leva a concluir que o sistema convencional condiciona o dimensionamento do tabuleiro, os esforços obtidos são significativamente superiores aos obtidos com o sistema OPS.

O tensionamento dos tirantes assume um papel importante para o bom desempenho estrutural de uma ponte atirantada, seja com a estrutura durante o faseamento construtivo, seja com a estrutura em serviço.

Durante o faseamento construtivo, podem ocorrer discrepâncias entre os valores de dimensionamento e os verificados em obra. Estes erros podem ser causados por eventuais erros na análise, ou durante o processo de construção da estrutura ou dos elementos estruturais. A evolução das propriedades reológicas do betão. Portanto, a medição contínua e aplicação de sistemas de controlo na construção são essenciais. O controlo da tensão nos tirantes torna-se essencial durante o faseamento construtivo e durante a fase de serviço de forma a controlar potenciais problemas de fadiga.

O crescente aumento do vão das pontes de tirantes, tem obrigado a análises cada vez mais complexas, de forma a simular o real comportamento da estrutura. A consideração das não linearidades torna-se essencial. O controlo da geometria executada de forma a cumprir a prevista em projeto, os esforços, as tensões admissíveis e as restrições a deslocamentos, durante o faseamento construtivo, ou durante a

fase de serviço da ponte, obrigam que seja implementado um plano das forças de tensionamento a aplicar ao sistema de suspensão, que deve ser cumprido de forma rigorosa.

A aplicação do sistema OPS na construção de tabuleiros de pontes atirantadas apresenta-se como uma mais-valia como ficou bem patente nos resultados obtidos. É possível haver uma grande redução de deslocamentos e esforços tanto no tabuleiro, quanto nos tirantes. Com o uso do sistema OPS pode-se afirmar que aumenta a segurança em obra.

O tabuleiro da estrutura da ponte está submetido durante o faseamento construtivo a grandes esforços, essencialmente esforços de flexão. Verifica-se nos resultados das análises realizadas, que se for utilizado o sistema construtivo convencional estes esforços atingem valores mais elevados quando comparados com os que se desenvolvem com a aplicação do sistema OPS.

O sistema OPS em relação a outras tentativas de reduzir os esforços, durante o faseamento construtivo, assume-se como um sistema da engenharia moderna de pontes, sistema que não depende de operadores para a atuação do mesmo. O sistema aplicado é definitivo durante o faseamento construtivo, depende unicamente de uma aplicação ao carro de avanço no início da construção do tabuleiro.

A estrutura da ponte em serviço tem esforços de flexão positivos elevados nas aduelas iniciais do vão de compensação, pelo explanar da bibliografia consultada, verifica-se que com o vão de compensação no limite do razoavelmente aceite e estruturalmente admissível, encontra-se em dificuldades para “acomodar” os momentos positivos produzidos pela sobrecarga rodoviária. Vãos de compensação com extensão na ordem dos 40% será preferível, ou então o uso de apoios intermédios [5] [7]. Apoios intermédios são compensatórios não só quando a ponte está sob a ação dos veículos como no benefício económico vindo da realização de fundações das torres mais aligeiradas.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O sistema OPS, apresenta-se como um sistema eficaz de apoio ao faseamento construtivo de pontes de tirantes, com a construção do tabuleiro por avanços sucessivos com betonagem in situ.

Pelo exposto nos capítulos anteriores, torna-se claro que existe um conjunto de desenvolvimentos possíveis a este trabalho. De entre eles referem-se os seguintes:

Refletir sobre a aplicação deste sistema para a construção de pontes atirantadas por avanços sucessivos com aduelas pré-fabricadas, seja de betão, seja de aço ou misto (aço/betão).

Passar do sistema OPS a um tirante por plano de suspensão, a mais tirantes ativos, os mais próximos das aduelas em construção, com isto consegue-se auxiliar a passagem do carro de avanço para o posicionamento das aduelas a construir sem que surjam esforços superiores aos verificados quando as aduelas estão construídas. Esta operação e para que seja possível, os macacos podem de forma automática tensionar os tirantes ou fazer a operação inversa, se for o caso, destensionar.

Um trabalho, que poderá constituir uma contribuição útil para o estado de conhecimento desta tecnologia, sistema OPS, será a realização de um projeto com a construção de um tabuleiro com recurso ao sistema, passando pela análise de resultados comparativamente com este estudo.

Avaliar a viabilidade da aplicação através de um estudo económico da construção de tabuleiros com o sistema OPS em relação a outros sistemas, em termos relativos e em termos absolutos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Rente, C., *Análise Estática e Dinâmica Geometricamente não Linear de Estruturas Atirantadas*, Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 1994.
- [2] Gimsing, N. J., *Cable Supported Bridges -Concept and Design*, John Wiley & Sons Ltd.. Chichester, 1997.
- [3] Farquhar, D. J., *ICE Manual of Bridge Engineering*, ICE Publishing, Londres, 2008.
- [4] <http://en.structurae.de>, consultado a 14 de Março de 2013.
- [5] Pedro, J. J., *Pontes Atirantadas Mistas – Estudo do comportamento estrutural*, Dissertação de Doutoramento, IST, Lisboa, 2007.
- [6] Tomé, E.R., *Modelação do Faseamento Construtivo do Sub-Viaduto Central do Viaduto do Corgo em Vila Real*, Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 2012.
- [7] Manterola, J., *Puentes II: Apuntes Para su Diseño, cálculo y construcción*, Colegio de Ingenieros de caminos, canales y puertos, Madrid, 2006.
- [8] Pedro, J. J., *Pontes de Tirantes – Conceção, dimensionamento e constituição*. Elementos de apoio à disciplina de pontes de tirantes do diploma de formação avançada em engenharia de estruturas do I.S.T., IST, Lisboa, 2010.
- [9] Benaim, R., *The Design of Prestressed Concrete Cridges: concepts and principles details*. Taylor & Francis, London, 2008.
- [10] Leonhardt, F., *Ponts : L'esthétique des Ponts = Puentes : estética y diseño*, Presses Polytechniques Romandes, Lausanne, 1987.
- [11] Enescil, *Elementos sobre a ponte Paulicéia, Brazilândia*, Brasil, 2013.
- [12] Gimsing, N. J., *Cable Supported Bridges – Concept and design*, John Wiley & Sons Ltd, Chichester 1983.
- [13] Svensson, H.S., *The Development of Composite Cable_Stayed Bridges*, pag. 352-361, Malmo, 1999.
- [14] Walther, R., et al., *Ponts Haubané*s, Presses Polytechniques Romandes, Lausanne, Suisse, 1985.
- [15] Wu, Z.S., Wang, X., *Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008)*, Zurich, Switzerland, 2008.
- [16] Gimsing, N. J., Georgankis, C. T., *Cable Supported Bridges: Concept and Design*. Wiley-Blackwell, Chichester, 2012.
- [17] Almeida, J. e Cruz, J., *Análise e Controlo da Fase Construtiva de Pontes Atirantadas*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE) nº49, 1997,
- [18] <http://www.berd.eu/engine.php?cat=1>, consultado a 10 de Abril de 2013.
- [19] Pacheco, P., *Pré-esforço Orgânico - Um exemplo de sistema efector*, Dissertação de Doutoramento, FEUP, Porto, 1999.
- [20] Spencer, B., Soong, T., *New applications and Development of Active, Semi-active and Hybrid Control Techniques for Seismic and non-seismic Vibration in the USA*, Proceedings of International Post-SMiRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Korea, 1999.

- [21] <http://www.auladeanatomia.com/sistemamuscular/braco.htm>, consultado a 10 de Abril de 2013.
- [22] Alves, G. C., *Determinação de Esforços em Tabuleiros de Pontes de Betão Armado Construídos Tramo a Tramo - estudo de um caso concreto*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 2009.
- [23] EN1992-1, *Eurocódigo: Projecto de Estruturas de Betão - Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios*, Comité Europeu para a Normalização (CEN), 1992.
- [24] EN1991-2, *Eurocode: Actions on Structures - Part 2: Traffic loads*, Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2003.
- [25] Moás, L., *Análise do Tabuleiro de Pontes Construídas pelo Método dos Avanços Sucessivos*, Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 1994.
- [26] Cruz, J. S., *Controlo da Fase Construtiva de Pontes Atirantadas*, Dissertação de Doutoramento, IST, Lisboa, 1997.
- [27] <https://maps.google.pt/>, consultado a 26 de Abril de 2013.
- [28] <http://www.panoramio.com/>, consultado 18 de Maio de 2013.
- [29] <http://www.bridon.com/x/downloads/wire/High%20Carbon%20Wire%20Brochure.pdf>.
- [30] Ferraz, M., *Modelos Para Avaliação do Comportamento Estrutural de Obras de Arte*, Dissertação de Doutoramento, FEUP, Porto, 2010.
- [31] Mathivat, J., *Construction Par Encorbellement des Ponts en Beton Precontraint*, Eyrolles, Paris, 1979.
- [32] Menn, C., *Prestressed Concrete Bridges*, Birkhauser Verlag, Basel, 1990.
- [33] Negrão, J. e Simões, L., *Optimização das Forças de Instalação dos Cabos de Pontes de Tirantes*, Revista portuguesa de engenharia de estruturas (RPEE) n.º45, Coimbra.
- [34] Negrão, J.H., *Análise de Sensibilidades e Optimização de Pontes Atirantadas Metálicas*, Dissertação de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Coimbra, 1996.
- [35] Podolny, W. J. e Scalzi, J. B., *Construction and Design of Cable-Stayed Bridges*, John Wiley & Sons Ltd, Chichester, 1976.
- [36] Ribeiro, C.F., *Simpósio internacional sobre pontes e grandes estruturas*, Brasil, São Paulo, 2008.
- [37] Strasky, J., *Stress Ribbon and Cable-supported pedestrian bridges*, Thomas Telford, London, 2005.
- [38] Topping, B. H., *Developments and applications in Computational Structures Technology* Kippen, Saxe-Coburg Publications, 2010.
- [39] EN1991-6, *Eurocode: Actions on structures Part 1-6: General actions*, Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2005.
- [40] Timoshenko, S.P., *Theory of structures*, McGraw- Hill Book Company, New York, 1965.
- [41] Brien, E.J., *Bridge Deck Analysis*, E & FN Spon, London, 1999.
- [42] Bangash, M.Y., *Prototype Bridge Structures: Analysis and Design*, Thomas Telford, London, 1999.
- [43] Vasconcelos, A., *Pontes dos Rios Douro e Tejo*. Ingenium Edições, Lda, Lisboa, 2008.

ANEXO A1

ANEXO A1

A1.1. TABELA DE ADUELAS, DIMENSÃO E POSICIONAMENTO NO TABULEIRO

Tabela A.1 – Tabela de aduelas, dimensão e posicionamento no tabuleiro das aduelas, torre 19,vão lateral

Aduelas (vão lateral apoio 19)	Comprimento da aduela (m)	Início da aduela (m)	Fim da aduela (m)	Posição tirante no Tabuleiro (m)
A.19.01.L	13.50	86.50	100.00	87.70
A.19.02.L	6.50	80.00	86.50	81.20
A.19.03.L	6.50	73.50	80.00	74.70
A.19.04.L	6.50	67.00	73.50	68.20
A.19.05.L	6.50	60.50	67.00	61.70
A.19.06.L	6.50	54.00	60.50	55.20
A.19.07.L	6.50	47.50	54.00	48.70
A.19.08.L	6.50	41.00	47.50	42.20
A.19.09.L	6,50	34.50	41.00	35.70
A.19.10.L	6.50	28.00	34.50	29.20
A.19.11.L	6.50	21.50	28.00	22.70
A.19.12.L	6.50	15.00	21.50	16.20
A.19.13.L	6.50	8.50	15.00	9.70
A.19.14.L	6.50	2.00	8.50	3.20
A.19.15.L	2.00	0.00	2.00	

Tabela A.2 – Tabela de aduelas, dimensão e posicionamento no tabuleiro das aduelas, torre 19,vão central

Aduelas (vão central apoio 19)	Comprimento da aduela (m)	Início da aduela (m)	Fim da aduela (m)	Posição tirante no Tabuleiro (m)
A.19.01.C	13.50	100.00	113.50	112.30
A.19.02.C	6.50	113.50	120.00	118.80
A.19.03.C	6.50	120.00	126.50	125.30
A.19.04.C	6.50	126.50	133.00	131.80
A.19.05.C	6.50	133.00	139.50	138.30
A.19.06.C	6.50	139.50	146.00	144.80
A.19.07.C	6.50	146.00	152.50	151.30
A.19.08.C	6.50	152.50	159.00	157.80
A.19.09.C	6.50	159.00	165.50	164.30
A.19.10.C	6.50	165.50	172.00	170.80
A.19.11.C	6.50	172.00	178.50	177.30
A.19.12.C	6.50	178.50	185.00	183.80
A.19.13.C	6.50	185.00	191.50	190.30
A.19.14.C	6.50	191.50	198.00	196.80
A.19.15.C	2.00	198.00	200.00	

Tabela A.3 – Tabela de aduelas, dimensão e posicionamento no tabuleiro das aduelas, torre 20,vão central

Aduelas (vão central apoio 20)	Comprimento da aduela (m)	Início da aduela (m)	Fim da aduela (m)	Posição tirante no Tabuleiro (m)
A.20.01.C	13.50	286.50	300.00	287.70
A.20.02.C	6.50	280.00	286.50	281.20
A.20.03.C	6.50	273.50	280.00	274.70
A.20.04.C	6.50	267.00	273.50	268.20
A.20.05.C	6.50	260.50	267.00	261.70
A.20.06.C	6.50	254.00	260.50	255.20
A.20.07.C	6.50	247.50	254.00	248.70
A.20.08.C	6.50	241.00	247.50	242.20
A.20.09.C	6.50	234.50	241.00	235.70
A.20.10.C	6.50	228.00	234.50	229.20
A.20.11.C	6.50	221.50	228.00	222.70
A.20.12.C	6.50	215.00	221.50	216.20
A.20.13.C	6.50	208.50	215.00	209.70
A.20.14.C	6.50	202.00	208.50	203.20
A.20.15.C	2.00	200.00	202.00	

Tabela A.4 – Tabela de aduelas, dimensão e posicionamento no tabuleiro das aduelas, torre 20,vão lateral

Aduelas (vão lateral apoio 20)	Comprimento da aduela (m)	Início da aduela (m)	Fim da aduela (m)	Posição tirante no Tabuleiro (m)
A.20.01.L	13.50	300.00	313.50	312.30
A.20.02.L	6.50	313.50	320.00	318.80
A.20.03.L	6.50	320.00	326.50	325.30
A.20.04.L	6.50	326.50	333.00	331.80
A.20.05.L	6.50	333.00	339.50	338.30
A.20.06.L	6.50	339.50	346.00	344.80
A.20.07.L	6.50	346.00	352.50	351.30
A.20.08.L	6.50	352.50	359.00	357.80
A.20.09.L	6.50	359.00	365.50	364.30
A.20.10.L	6.50	365.50	372.00	370.80
A.20.11.L	6.50	372.00	378.50	377.30
A.20.12.L	6.50	378.50	385.00	383.80
A.20.13.L	6.50	385.00	391.50	390.30
A.20.14.L	6.50	391.50	398.00	396.80
A.20.15.L	2.00	398.00	400.00	

ANEXO A2

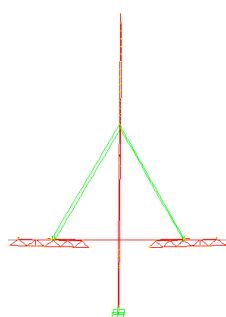
ANEXO A2

A2.1. DEFORMADAS DA ESTRUTURA DA PONTE DURANTE O FASEAMENTO CONSTRUTIVO COM O SISTEMA CONVENCIONAL

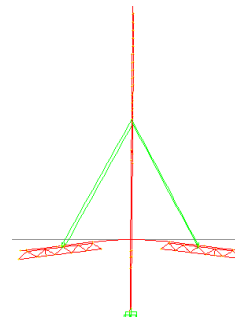
Tabela A.5 – Deformadas até à 14.^a aduela construída, durante o faseamento construtivo com o sistema convencional, (ampliada 50 vezes)



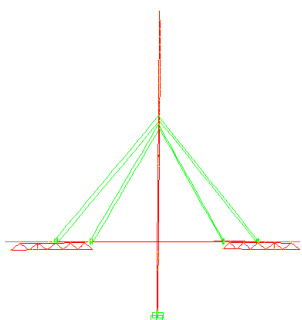
Fase 2 – Aduela construída sujeita ao peso próprio $\delta_v = -0,0081\text{m}$



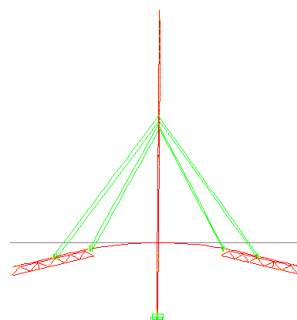
Fase 2 – Carro de avanço posicionado para execução da 2.^a aduela $\delta_v = -0,0079\text{m}$



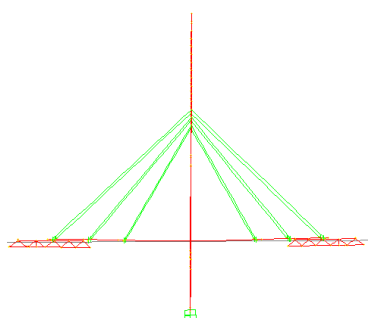
Fase 2 – Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = -0,0388\text{m}$



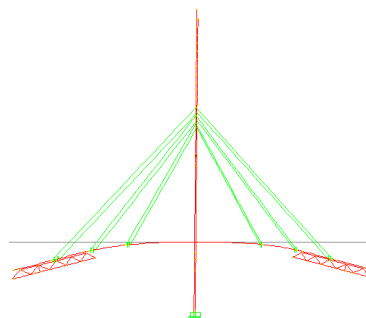
Fase 3 – Carro de avanço posicionado para execução da 3.^a aduela $\delta_v = -0,0002\text{m}$



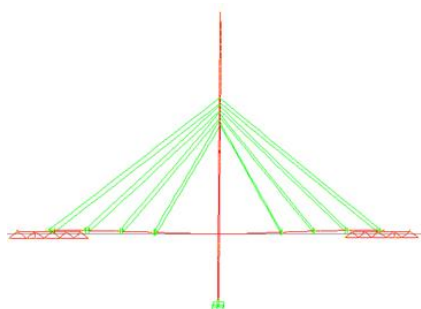
Fase 3 – Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = -0,0847\text{m}$



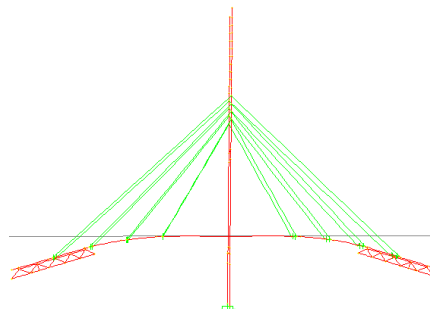
Fase 4 – Carro de avanço posicionado para execução da 4.^a aduela $\delta_v = 0,0111\text{m}$



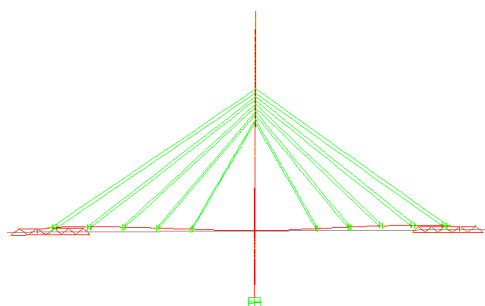
Fase 4 – Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = -0,0989\text{m}$



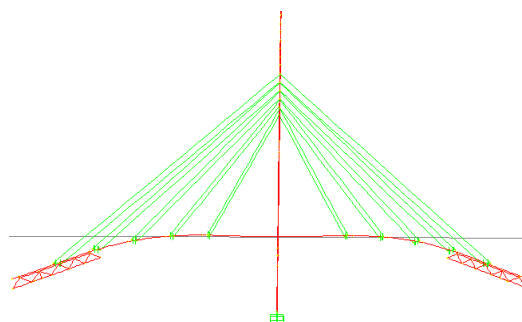
Fase 5 – Carro de avanço posicionado para execução da 5.^a aduela $\delta_v = 0,0148\text{m}$



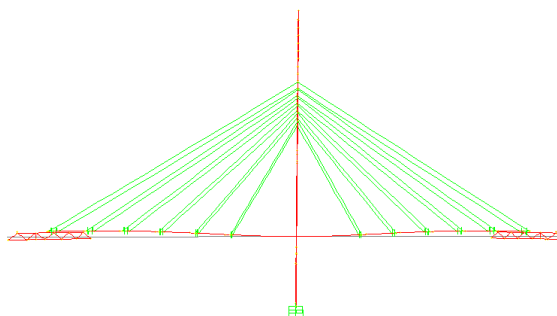
Fase 5 – Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = -0,1184\text{m}$



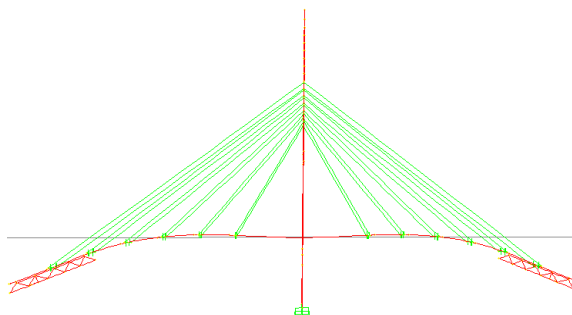
Fase 6 – Carro de avanço posicionado para execução da 6.^a aduela $\delta_v = 0,0177\text{m}$



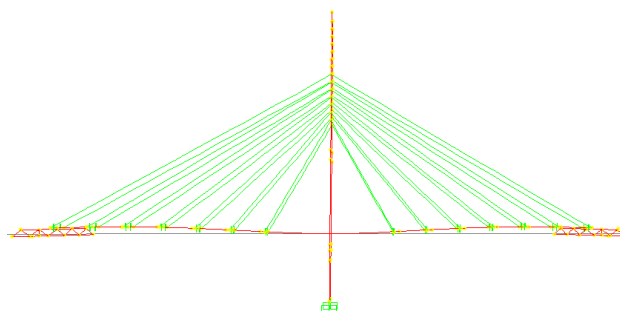
Fase 6 – Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = -0,1399\text{m}$



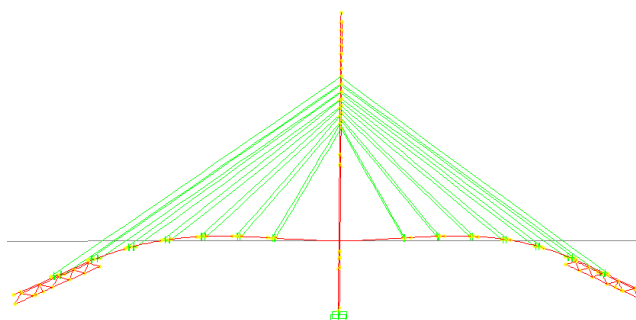
Fase 7 – Carro de avanço posicionado para execução da 7.ª aduela $\delta_v = 0,0189\text{m}$



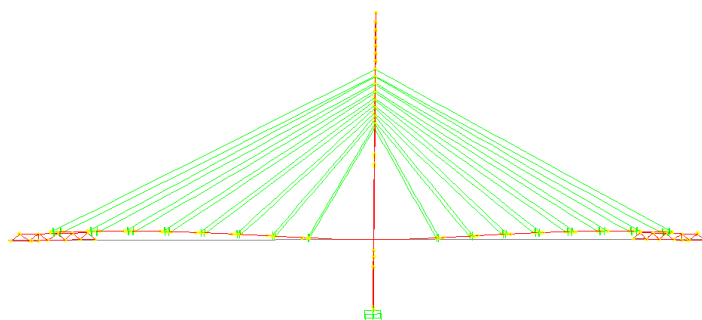
Fase 7 – Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = -0,1646\text{m}$



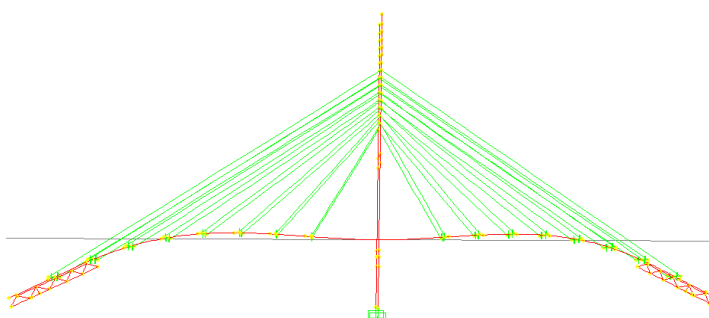
Fase 8 – Carro de avanço posicionado para execução da 8.ª aduela $\delta_v = 0,0198\text{m}$



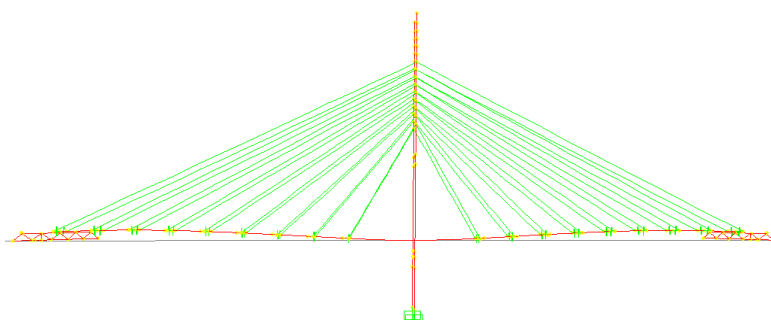
Fase 8 – Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = -0,1905\text{m}$



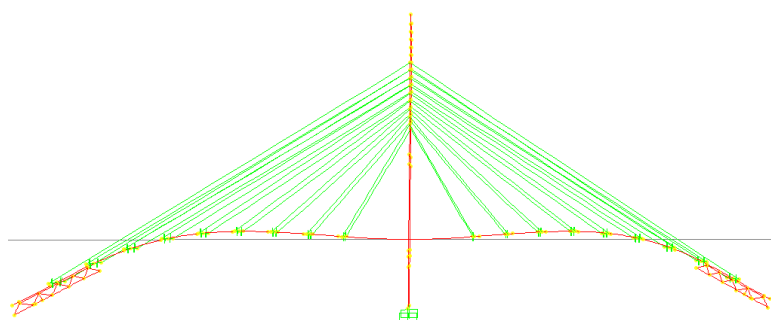
Fase 9 – Carro de avanço posicionado para execução da 9.^a aduela $\delta_v = 0,0265\text{m}$



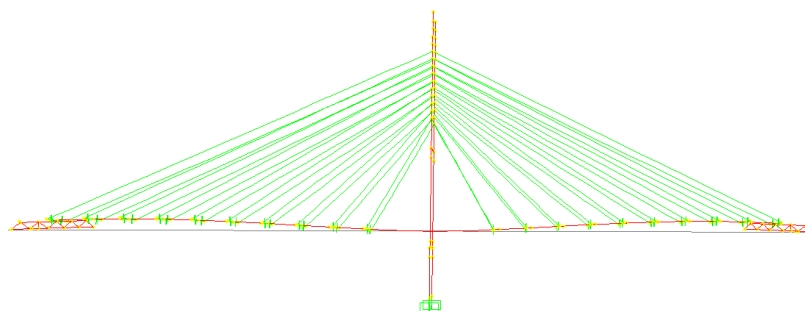
Fase 9 – Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = -0,2108\text{m}$



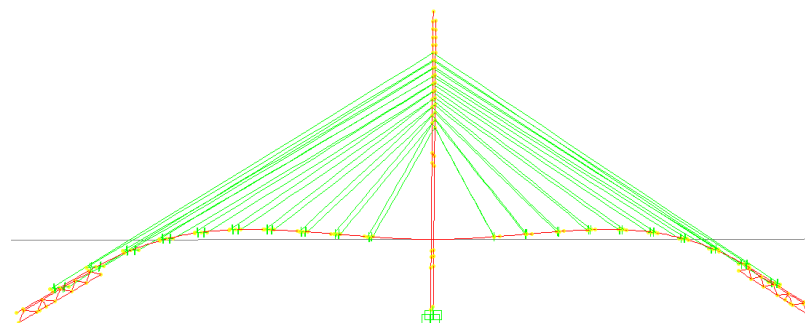
Fase 10 – Carro de avanço posicionado para execução da 9.^a aduela $\delta_v = 0,0300\text{m}$



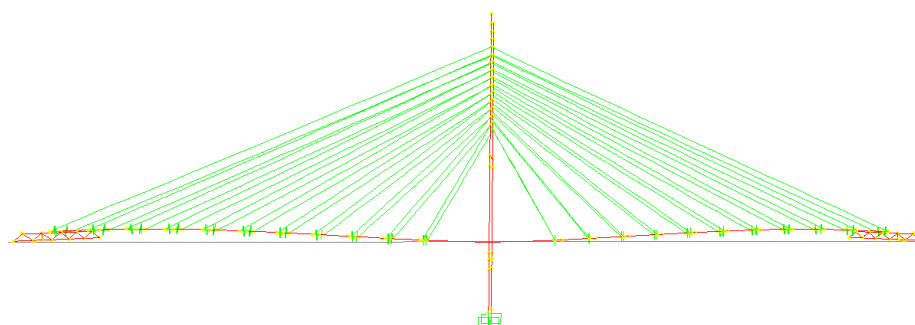
Fase 10 – Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = -0,2343\text{m}$



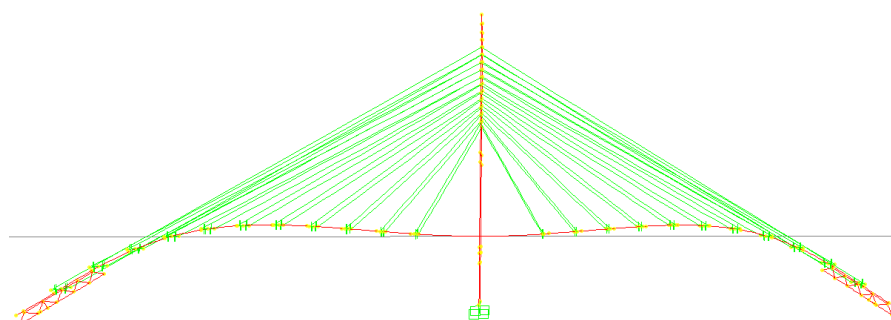
Fase 11 – Carro de avanço posicionado para execução da 11.ª aduela $\delta_v = 0,0335\text{m}$



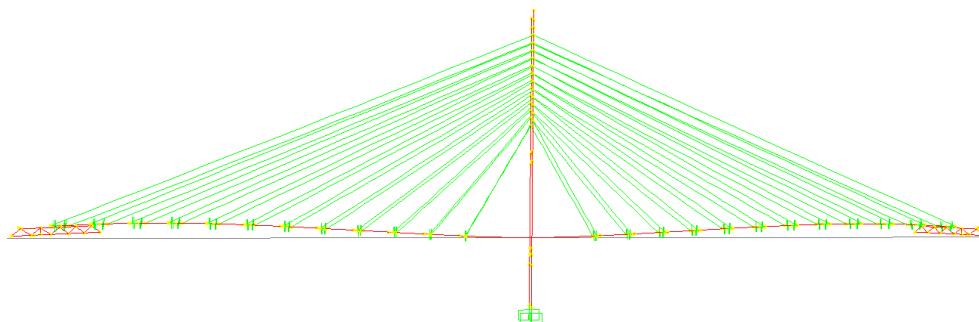
Fase 11 – Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = -0,2574\text{m}$



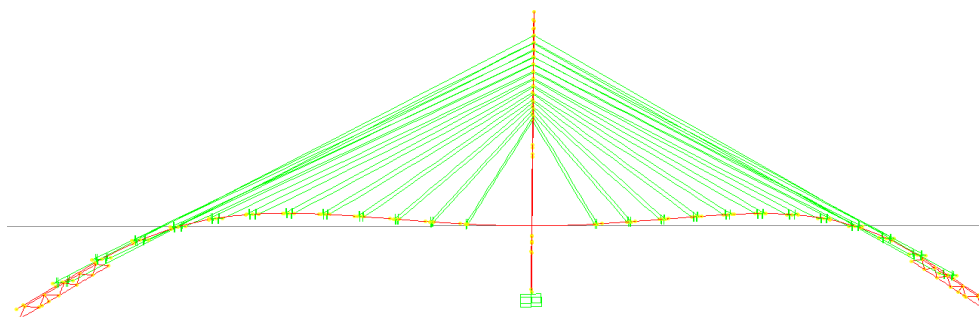
Fase 12 – Carro de avanço posicionado para execução da 12.ª aduela $\delta_v = 0,0354\text{m}$



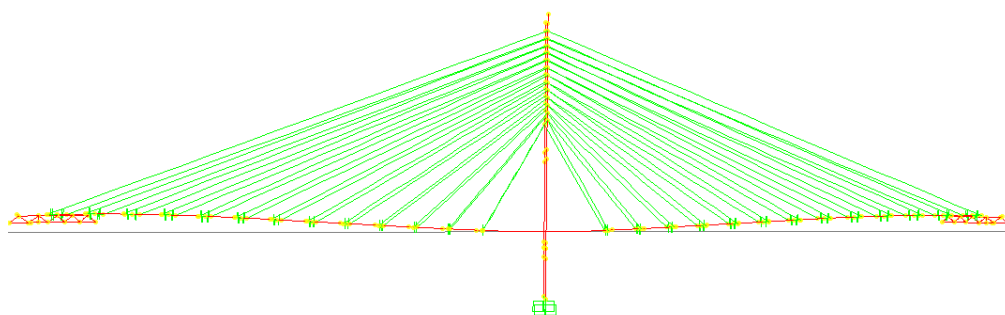
Fase 12 – Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = -0,2574\text{m}$



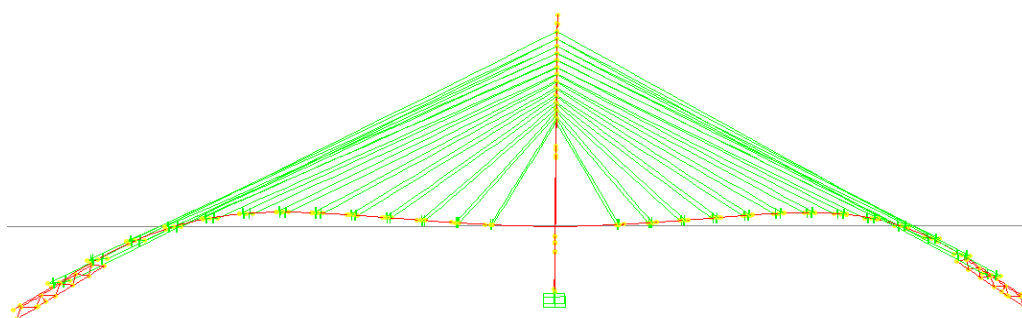
Fase 13 – Carro de avanço posicionado para execução da 13.ª aduela $\delta_v = 0,0384\text{m}$



Fase 13 – Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = -0,3047\text{m}$



Fase 14 – Carro de avanço posicionado para execução da 14.ª aduela $\delta_v = 0,0665\text{m}$



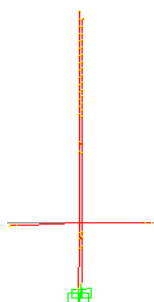
Fase 14 – Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = -0,3080\text{m}$

ANEXO A3

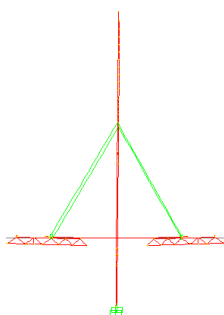
ANEXO A3

A3.1. DEFORMADAS DA ESTRUTURA DA PONTE DURANTE O FASEAMENTO CONSTRUTIVO COM O SISTEMA OPS

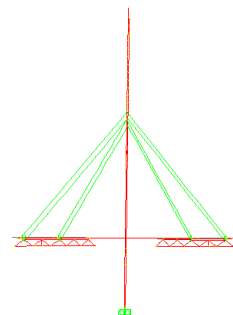
Tabela A.6 – deformadas até à 14.^a aduela construída, durante o faseamento construtivo com o sistema OPS, (ampliada 50 vezes)



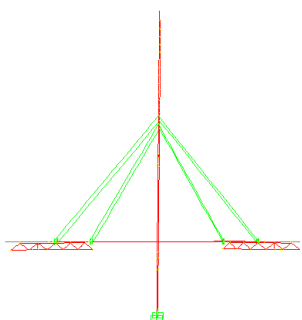
Fase 1 – Aduela construída sujeita ao peso próprio $\delta_v = - 0,0081\text{m}$



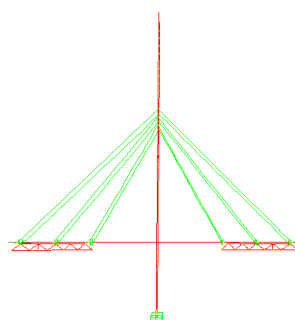
Fase 2 – Carro de avanço posicionado para execução da 2.^a aduela $\delta_v = 0,0079\text{m}$



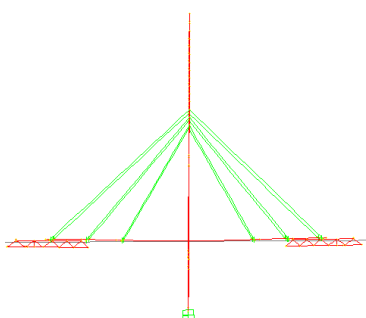
Fase 2- Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = - 0,0021\text{m}$



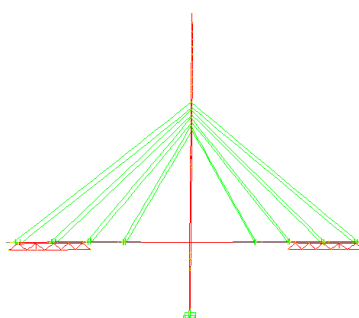
Fase 3 – Carro de avanço posicionado para execução da 3.^a aduela $\delta_v = 0,0002\text{m}$



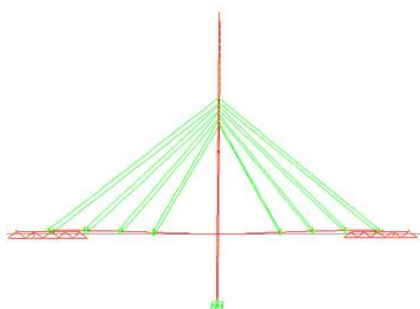
Fase 3- Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = - 0,0011\text{m}$



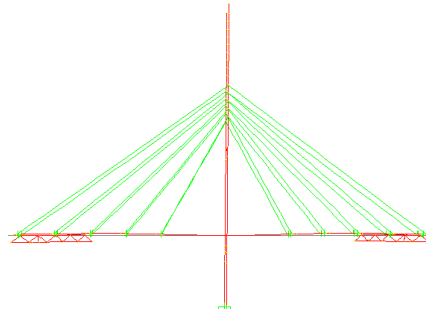
Fase 4 – Carro de avanço posicionado para execução da 4.^a aduela $\delta_v = 0,0111\text{m}$



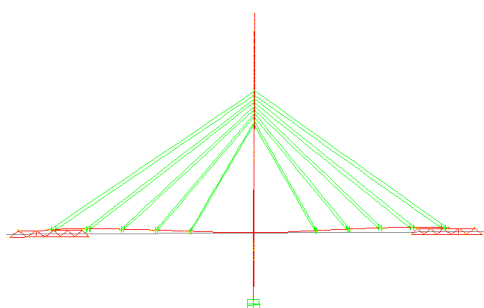
Fase 4- Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = 0,0011\text{m}$



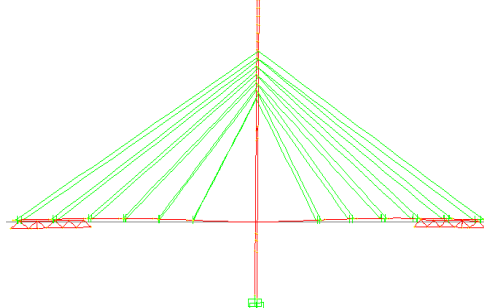
Fase 5 – Carro de avanço posicionado para execução da 5.^a aduela $\delta_v = 0,0148\text{m}$



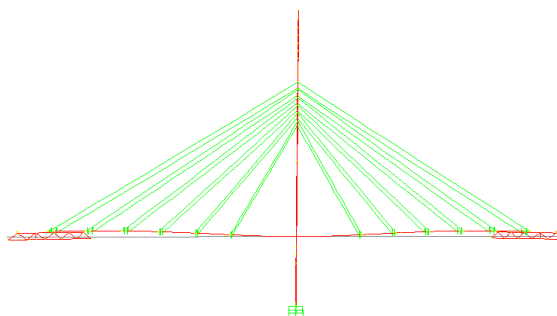
Fase 5- Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = 0,0048\text{m}$



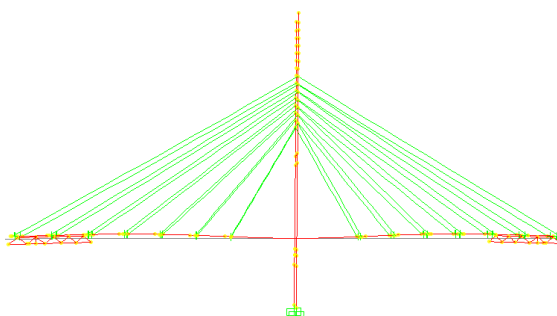
Fase 6 – Carro de avanço posicionado para execução da 6.^a aduela $\delta_v = 0,0177\text{m}$



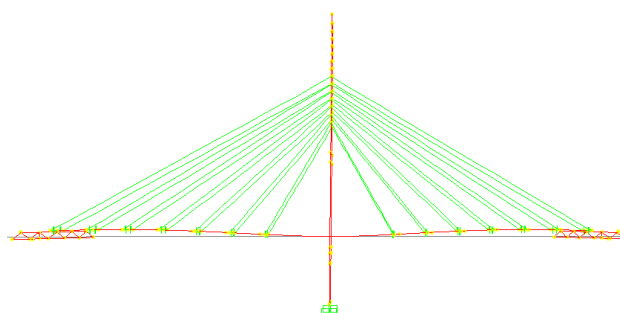
Fase 6- Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = 0,0077\text{m}$



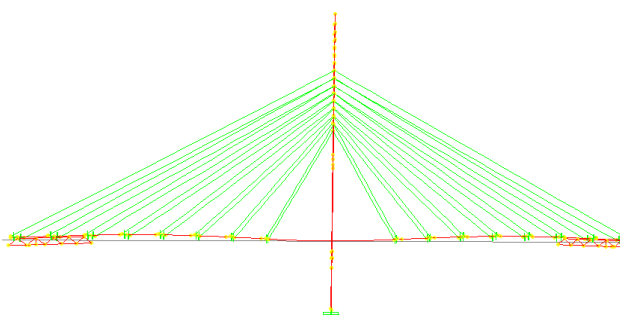
Fase 7 – Carro de avanço posicionado para execução da 7.ª aduela $\delta_v = 0,0189\text{m}$



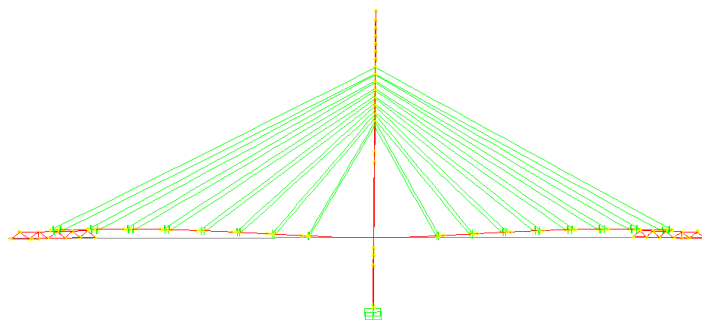
Fase 7- Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = 0,0089\text{m}$



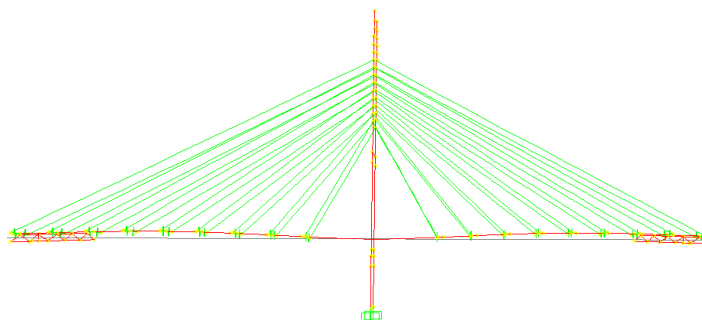
Fase 8 – Carro de avanço posicionado para execução da 8.ª aduela $\delta_v = 0,0198\text{m}$



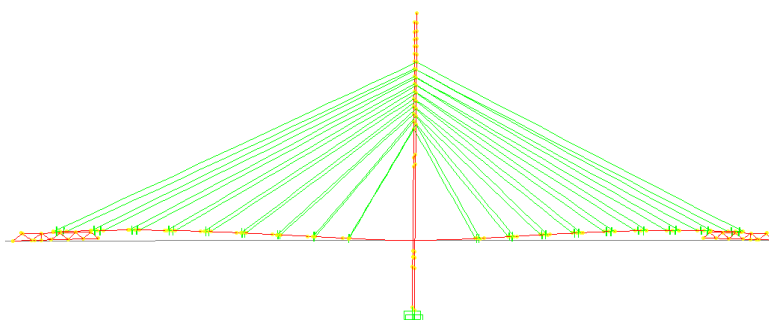
Fase 8- Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = 0,0098\text{m}$



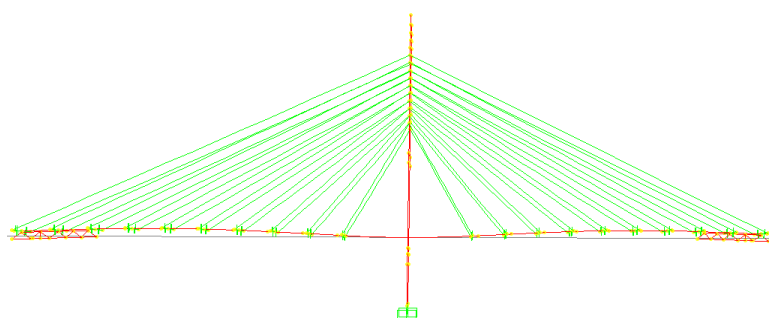
Fase 9 – Carro de avanço posicionado para execução da 9.ª aduela $\delta_v = 0,0265\text{m}$



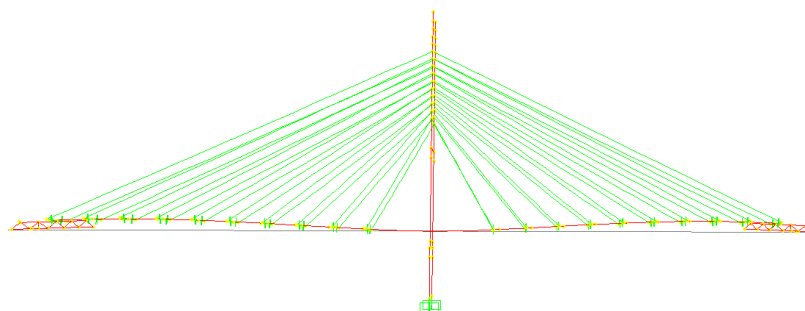
Fase 9- Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = 0,0165\text{m}$



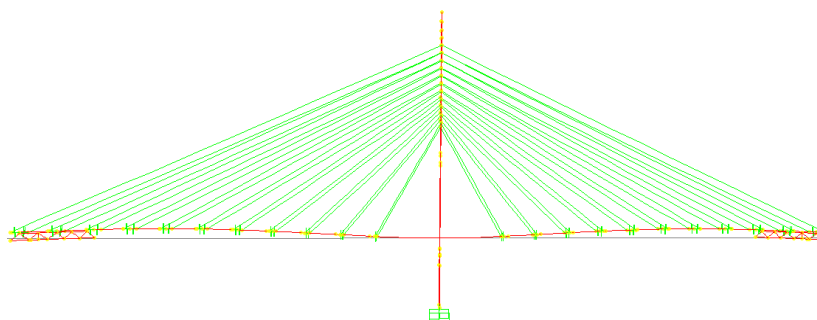
Fase 10 – Carro de avanço posicionado para execução da 10.ª aduela $\delta_v = 0,0300\text{m}$



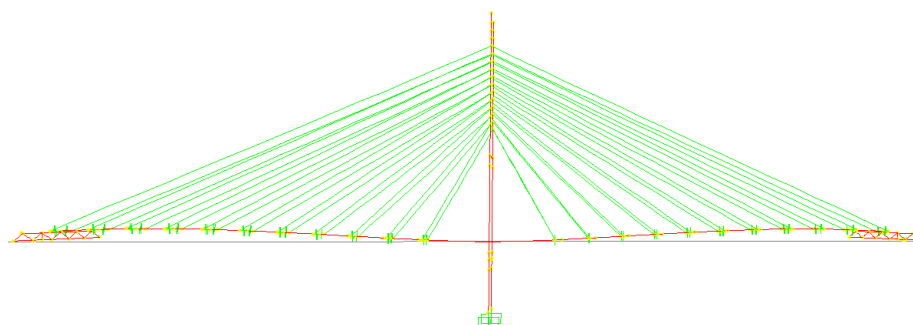
Fase 10- Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = 0,0200\text{m}$



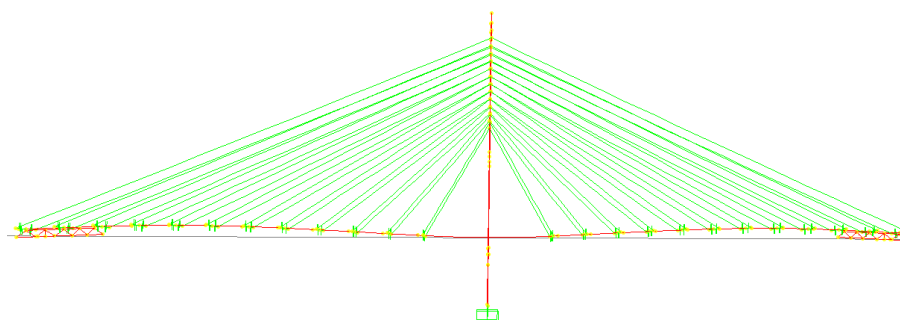
Fase 11 – Carro de avanço posicionado para execução da 11.ª aduela $\delta_v = 0,0335\text{m}$



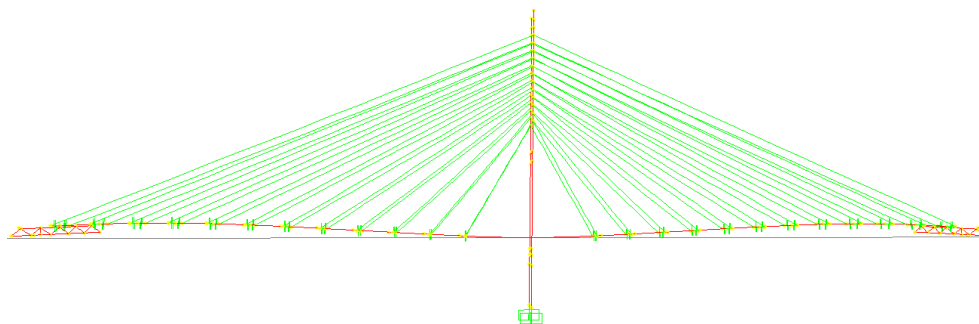
Fase 11- Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = 0,0235\text{m}$



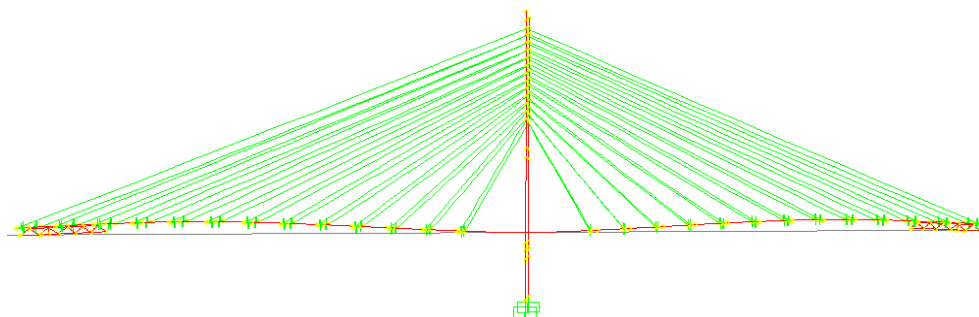
Fase 12 – Carro de avanço posicionado para execução da 12.ª aduela $\delta_v = 0,0354\text{m}$



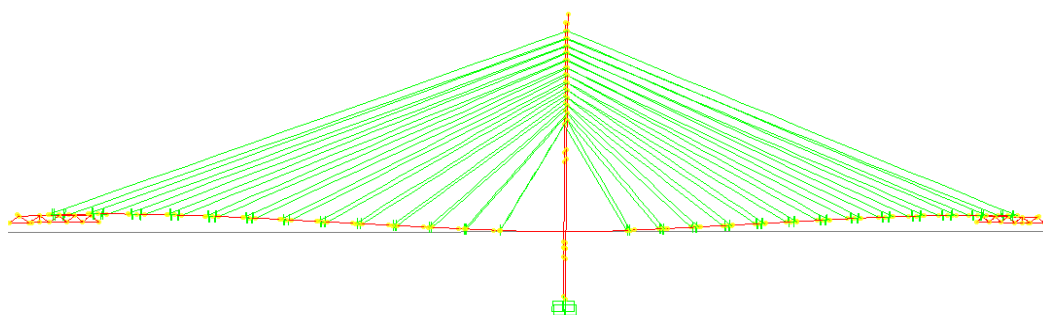
Fase 12- Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = 0,0254\text{m}$



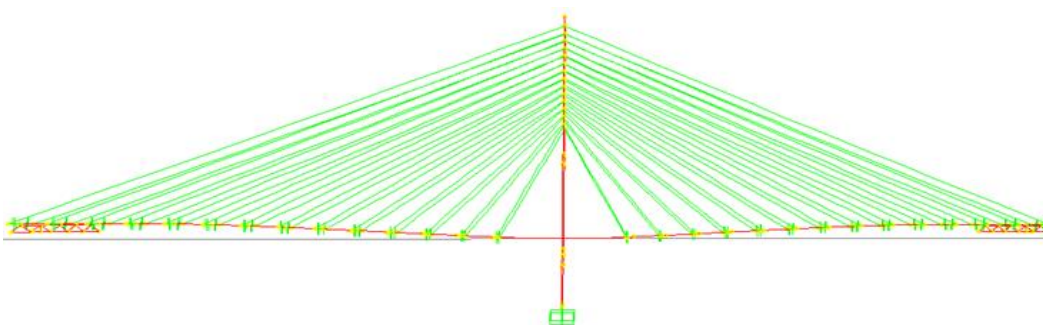
Fase 13 – Carro de avanço posicionado para execução da 13.^a aduela $\delta_v = 0,0384\text{m}$



Fase 13- Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = 0,0284\text{m}$



Fase 14 – Carro de avanço posicionado para execução da 14.^a aduela $\delta_v = 0,0665\text{m}$



Fase 14- Aduela construída sujeita ao peso próprio e do carro de avanço $\delta_v = 0,0565\text{m}$